

# Alta Velocidad Ferroviaria en California (USA): Quinta Parte (V) LAV San Francisco-Sacramento (Bay Crossing Alternative)

## *High Speed Railway in California (USA): Fifth Part (V) HSRL San Francisco- Sacramento (Bay Crossing Alternative)*

MANUEL DÍAZ DEL RIO JÁUDENES (•), LUIS FORT LÓPEZ-TELLO (••) y CARMEN FORT SANTA-MARÍA (•••)

**RESUMEN** Este artículo de la serie "Alta velocidad Ferroviaria en California (CHSRS)", se ocupa de la línea San Francisco-Sacramento "Bay Crossing Alternative", que cierra la red de alta velocidad ferroviaria del Estado de California, permitiendo en la terminal HSR de Sacramento, conectar con la línea Fresno-Sacramento, en coincidencia de trazados para en el futuro prolongar la red californiana de alta velocidad ferroviaria hasta su entronque con la del Estado de Nevada, vía Tahoe Lake-Reno. La línea San Francisco-Sacramento "Bay Crossing Alternative", consta de tres trayectos: El primero de ellos "San Francisco urbano" va desde la terminal HSR "San Francisco Airport", donde termina la alternativa "Golden Gate" de la línea Fresno-San Francisco, hasta el viaducto de acceso al Paso de la Bahía, que constituye el segundo trayecto "San Francisco-Richmond", trayecto estrella de la red, de 15,48 Km de longitud sobre la Bahía de San Francisco, con desarrollo a través de 11,28 Km en puente colgante múltiple, con vanos de 800 m de luz y 67 m de altura libre bajo el tablero que permite la navegación en la Bahía. El tercer trayecto "Richmond-Sacramento" cruza la Bahía de San Pablo con un puente colgante de 1,6 Km de longitud y tipología similar a los múltiples de la Bahía de San Francisco, pasa por Vallejo (la por plazo breve de tiempo, antigua capital del Estado de California) y por la universitaria Davis, antes de finalmente llegar a la HSR Terminal Station de Sacramento Roseville.

**ABSTRACT** This article of the series "California High Speed Railway System"(CHSRS) treats on Line San Francisco-Sacramento "Bay Crossing Alternative" (BCA). This line closes the system of California high speed state railway, and connects with the line Fresno-Sacramento "Stockton Arch Alternative", joining its alignments in the HSR Terminal of Sacramento Roseville. From this station it will be possible, in the future, to extend the Californian railway system till the Nevada railway system, vía Tahoe Lake and Reno. The BCA consists of three sections: The first one passing through San Francisco city, goes from HSR San Francisco Airport Terminal Station (where the line Fresno-San Francisco "Golden Gate Alternative" ends), up to the Viaduct access at the Bay Crossing. The second section San Francisco-Richmond, constitutes the star section of the system, with 15,48 Km length on the San Francisco Bay, where 11,28 Km in multi suspension bridge, 800 m span and 67 m gauge under panel, to allow navigation through the Bay. The third section Richmond-Sacramento crosses the San Pablo Bay through another suspension bridge of similar typology to that of San Francisco Bay crossing; pass through Vallejo (the ancient and for a short time Head of the State of California) and through Davis, university city, to arrive to the HSR Terminal Station of Sacramento Roseville.

## 1. INTRODUCCIÓN

El Proyecto FARWEST plantea como hito final para culminar la red de alta velocidad ferroviaria del Estado de California (CHSRS), según la previsión del Plan federal de alta velocidad ferroviaria de Estados Unidos (USHSRS) (Figura 0), la construcción de la LAV San Francisco Airport-Sacramento Roseville, cruzando la Bahía de San Francisco ("Bay Crossing Alternative").

Esta línea, no prevista en la planificación de la red por la Authority, se considera en el planteamiento del proyecto FARWEST de necesaria realización para el óptimo y completo funcionamiento de la red de alta velocidad ferroviaria de California, comunicando con la capital Sacramento y entre sí todas las grandes ciudades (San Francisco, Fresno, Los Angeles y San Diego) y áreas urbanas del Estado (Bay Área, Great Valley, Southern California), y dejando preparadas las conexiones a gran velocidad previstas en el USHSRS, con la del estado adyacente de Nevada (NHSRS): Las Vegas, por "Dessert Express" y Reno, vía "Tahoe Lake" (Figura 1).

El coste unitario de esta línea es el más elevado de toda la red 66,58 M\$/Mile (Tabla 1), por lo que, dada la situación de la economía mundial, debe programarse para etapas más avanzadas, pero no renunciar a su ejecución (Cuadro 1).

Es de tener en cuenta que la dificultad técnica que entraña indudablemente el paso de la Bahía, fue resuelta hace ya 75 años, con la construcción del Puente múltiple sobre la Bahía "San Francisco-Oakland Bay Bridge", factible mediante la ejecución de un gran apoyo intermedio al que se refieren los enormes esfuerzos de anclaje de dos puentes colgantes adyacentes (Figura 2).

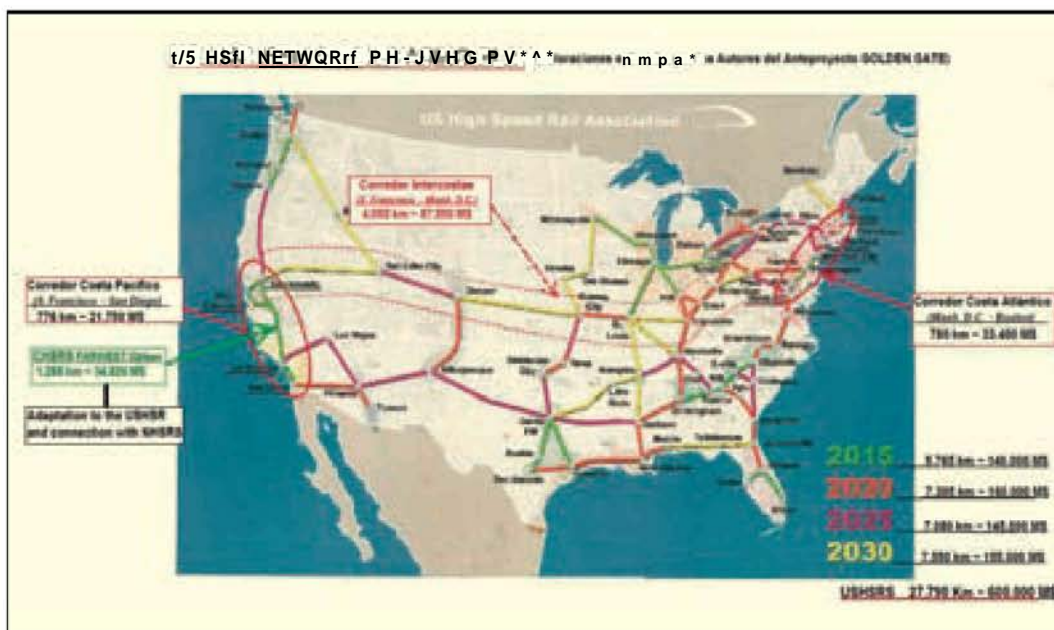
## I INTRODUCTION

The FARWEST Project involves building the San Francisco Airport-Sacramento Roseville HSL crossing San Francisco Bay ("Bay Crossing Alternative"), as the end landmark to culminate the State of California's high speed railway (CHSRS), as provided for by the United States Federal high speed railway (USHSRS) plan (Figure 0).

Not provided for in the Authority's network planning, this line is addressed in the FARWEST Project approach as necessary for the optimum, complete operation of the California high speed railway system, connecting with the capital, Sacramento, and all the large cities (San Francisco, Fresno, Los Angeles and San Diego) to each other and the State's urban areas (Bay Area, Great Valley, Southern California), in preparation for the high speed connections planned in the USHSRS with that of the adjacent State of Nevada (NHSRS): Las Vegas, by "Dessert Express" and Reno, via "Tahoe Lake" (Figure 1).

This line's unit cost is the highest of the whole network at \$66.58M/Mile (Table 1) and, therefore, in view of the world economy, should be scheduled for more advanced stages but without abandoning its execution (Graph 1).

It must be borne in mind that the technical difficulty that crossing the Bay undoubtedly involves was solved 75 years ago with the building of the multiple Bridge over the Bay, the "San Francisco-Oakland Bay Bridge", made feasible by building a large intermediate support to which the enormous anchoring stresses of the two adjacent suspension bridges relate (Figure 2).

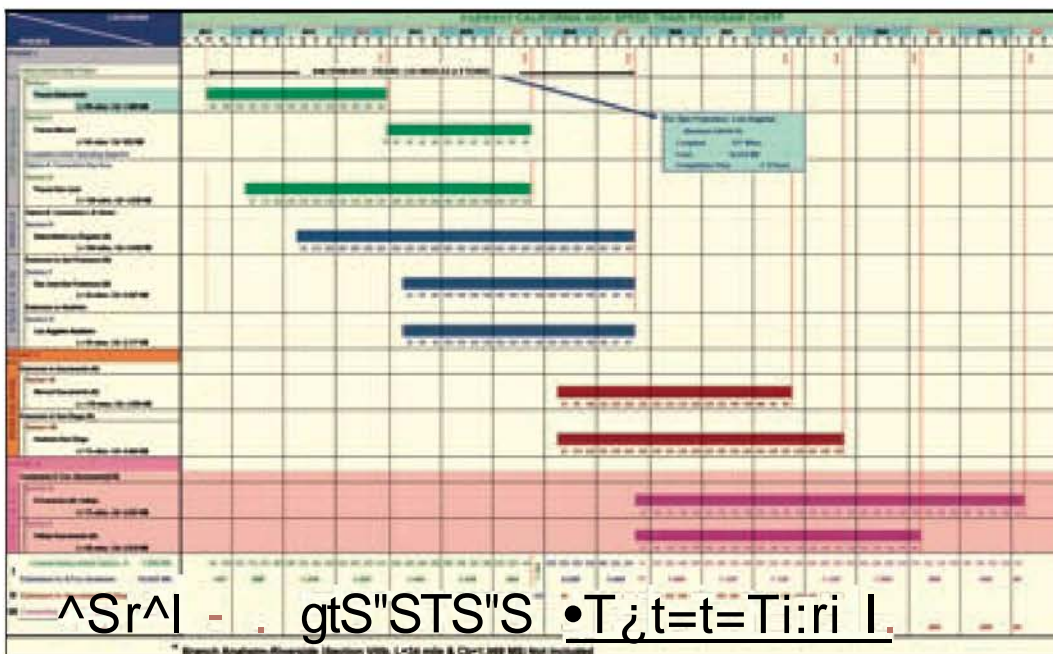


FIGURA/E 0.  
Adaptación de la  
CHSRS a USHSR  
según el Proyecto  
Farwest / CHSRS  
adaptation to USHSR  
by Farwest Project.

# CALIFORNIA HIGH-SPEED RAILWAY SYSTEM CHSRA's PLAN AND FARWEST PROJECT



FIGURA 1. La CHSRA según la planificación de la Authority y el Proyecto Farwest / Overview of the CHSRA Authority plan. From Farwest Project.



CUADRO 1/  
GRAPH 1.  
Adaptación de la Programación de la CHSRA según el Proyecto FARWEST (Miles y M\$) / CHSTP Plan Adaptation according to the FARWEST Project (Miles y M\$).



QTMHFWIE) CAUFWWIA «BM^IEDTMM ni (CHBF)				CALIFORNIA HIGH-SPEED («H.BTaTtM	
Units	Sections Items Charac.	Phase II Extension Section Title		TOTAL COST (M\$)	
		San Francisco-Sacramento		EHNH	
Mile	Total Length Section	Till ram«	800	r»**nf	
Mile	Length of O&M-Fmt areas	5JJ flowlt	483	• W	
Mile (%)	Overall Length of Tunnels	!>,* P U í V	253	01,5fM	
Mile (%)	Overall Length of Viaducs	f,« 113.1*	65	(8,07%)	
Internal Station	Localisation of Int.Station	vAIf rjO	OUVr^MCBÉTTV OCEANSIDE/ RIVERSIDE / VALLEJO		
Number (E/Side)	TSAP/PHB (PAET/BIF) (runr^ Station)	8 m-71	39	01*1	
Mile/h	Average Speed	na	1Tí		
Mm^	Earth Moving (Overall section)	aup	JM Z		
Mm^	from excavation	J4J	* I »		
Mm^	from fill	4ÜJ1	«*4t		
Mm^	from tunnels	I, «	ü*, «		
Mm^	after compensate (except specifics)	- * w	• IfcU		
Mm^	Deficit W	*aji	• liLrt		
Mm^	Excess • ÉHWN	as?	«,«		
Number	Overall tunnels by section	12	H		
nb (Mile)	L«7yIir™dirij, ÍJtoI	4 ÜV»	27	m a *	
nb (Mile)	Shorts tunnels ííííí (Mile)	1>J	• í *		
Mile	Un0ftit^nf tunnels	n í / h í / 2 J . í J	4x(17,1 / 11,9)+10x(10,1 / 6,4)+13x(6,4 / 6,2)		
m^	Ctania-iEtxn •orla J Dnr^ffj	iBTrtJ	1*3-11*		
nb-m^	Viaducs	12 JI&HD	n	u t i j 160	
nb-m^	Others Bridges	28 ^, « J1	i »	89.015	
nb-m^	Jrtün»Hipiigi<Hn	3 *O»	45	135.000	
nb-Mile	Suspension jÚSjripmrV bridges	3 8	13	U.M	
MS	f n r t w P P D t W W ( i * f < W f » W	u » r t w « f	34.820	(100,00%)	
MS	Earth moving W	883	3.801		
MS	Tunnels (b)	JS7	i u n		
MS	CbfiWtUJUI HVtU {ti	1 »	6.748		
MS	A<IÍKiiiwnnti*+*sl	Un	A m		
MS	1 - O m m i É	xa	!-»•*		
MS	C - Equipments	K-	3.424		
MS	D - Environmental Protection	113	570		
MS	E - Design, O/C, Management	162	802		
MS/Mile	Unit cost (included Stations)	66,58	41,50		
FOM MS/Mile	UMT ftJWf CIM-ffQII Ministry Spain Ref.2010)	* M	26,38		
Mark	Relief-Type-Nature	^ : « umV	-1-		
MS/Mile	Supplement FOM by big span Viaducs & long tunnels	m í j p j H . ^ í f T m	raiiwiii.iTm*		
MS/Mile	Average Overall ^WrCtafwnT	í í , »	« í »		
MS	F - Supplement Construction budget by Stations & Building TSAP	204	1*OP		
MS	G - Supplements Construction budget by equip/Env/Design, QC, Manage for Stations & Building TSAP	17	91		
MS	D w t f C M U w . í É h n	DHD 7ft	H5H	1.499	

TABLA/E 1. CHSRS-Resumen  
[Proyecto FARWEST-Miles y M\$) /  
CHSRS - Summary (FARWEST  
Project-Miles/M\$).



**FIGURA/E 2.** San Francisco-Oakland Bay Bridge, completed in late 1936. [Fuente: State of California 1934] / San Francisco-Oakland Bay Bridge, completed in late 1936. (Source: State of California 1934).

## 2. DESCRIPCIÓN DE LA LÍNEA HSR SAN FRANCISCO-SACRAMENTO "BAY CROSSING ALTERNATIVE"

### 2.1. TRAYECTO URBANO EN SAN FRANCISCO

La alternativa "Golden Gate" de la línea Fresno-San Francisco termina en la HSR San Francisco Airport Station, situada en una parcela de forma triangular entre la Hwy 101 Bay Shore y la Huntington Avenue en San Bruno, junto al Aeropuerto Internacional de San Francisco (Figura 3). La

## 2. DESCRIPTION OF THE SAN FRANCISCO-SACRAMENTO "BAY CROSSING ALTERNATIVE" HSR UNE

### 2.1. URBAN AUGMENT IN SAN FRANCISCO

The Fresno-San Francisco line's "Golden Gate" alternative ends at the San Francisco Airport HSR Station located on a triangular shaped plot of land between Hwy 101 Bay Shore and Huntington Avenue in San Bruno, next to the San Francisco International Airport (Figure 3). The new Une commen-



**FIGURA/E 3.** HSR San Francisco Airport Terminal Station / HSR San Francisco Airport Terminal Station.





FIGURA/E 4. Línea HSR "BCA" Trayecto urbano en San Francisco / "BCA" HSR Une San Francisco Urban Section.

nueva línea se inicia en esta estación (pk=272+100) y llega en este trayecto hasta la costa norte de la península de San Francisco, en las proximidades del simbólico puente colgante Golden Gate, muy cerca del nudo que enlaza la Hwy 101 con la interestatal 1 (Veterans Boulevard) a la salida del túnel General Douglas Mac Arthur (Figura 4).

Es un tramo urbano, gran parte en túnel, conectando con otras redes de transporte, principalmente la MUNI, en la SAN FRANCISCO Forest Hill MO Station en Midtown Terrace, para el servicio de cercanías del área de la bahía (Figura 4). Pasa en túnel bajo los "Golden Gate Park" y "Presidio Golf Course", para salir a superficie a la cota 40 en el pk 292+100, después de pasar bajo la 101 DOYLE DRIVE (Figura 4).

El inicio del tramo se hace soterrando la traza y con un viaducto urbano, para entrar a continuación en túnel (TU 1, de 4,2 Km), desde la estación también subterránea de San Francisco Airport, bajo DALY CITY, en la zona de San Bruno (Figura 5). Atraviesa San Bruno Mountain State & County Park, para salir a superficie un pequeño tramo, una vez cruzada la Bay Área Rapid Transit Line (BART), la Hwy 280 (John F. Foran Fwy) y la San José Avenue con la MUNI METRO M.

Tras un tramo deprimido, a cielo abierto por motivos de seguridad y rescate, entra de nuevo en túnel (TU 2, de 3 Km) bajo el City College of San Francisco, Phelan Avenue, Monterey Boulevard, Mount Davidson Park Portóla Drive, Miraloma Park y Estación HSR de San Francisco, conectada con la estación MUNI Metro de Forest Hill en Midtown Terrace, y haciendo servicio de PAET anterior al cruce de la Bahía.

El trazado continúa bajo Clarendon Avenue, bordeando por el Este Laguna Honda Reservoir, bajo Warren Drive y Parnassus Avenue en la alineación de la 5th Avenue, por donde continúa a cielo abierto hasta Lincoln Way, donde radica la entrada del túnel TU 3, de 6,75 Km, que atraviesa Golden Gate Park en amplias curva y contracurva para cambiar de alineación a la de la 6th Avenue, por donde continúa en túnel artificial (cut & cover), con un tramo a cielo abierto, también por motivos de seguridad, evacuación en su parte final (por Lake Street West Pacific Avenue).

Otro túnel (TU 4, de 6 Km) pasa en el distrito "Presidio of San Francisco" bajo el Golf Course, Boulevard Lincoln y 101 Doyle Drive, hasta salir a superficie, por su boca norte (Portal Bahía), como se ha comentado anteriormente, en el arranque del Viaducto 1 que da origen al segundo trayecto de esta línea (Figuras 4 y 5).

ees at this station (==272+100 Km reference stake) and on this route, arrives at the north coast of the San Francisco peninsula in the vicinity of the symbolic Golden Gate suspension bridge, very near to the junction linking Hwy 101 and the Interstate 1 (Veterans Boulevard) at the exit of the General Douglas Mac Arthur tunnel (Figure 4).

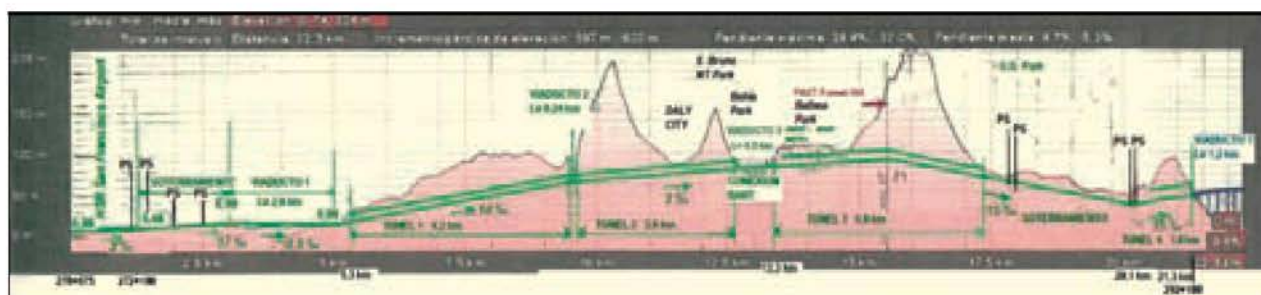
This is an urban section with a large part running through a tunnel, connecting with other transport systems, mainly the MUNI, at the SAN FRANCISCO Forest Hill MO Station in Midtown Terrace, for the Bay area's commuter service (Figure 4). It runs in a tunnel under "Golden Gate Park" and "Presidio Golf Course", to reappear on the surface at elevation 40 at 292+100 Km reference stake, after passing under the 101 DOYLE DRIVE (Figure 4).

The section commences with the alignment running underground and with an urban viaduct to then enter a tunnel (the 4.2 km long TU 1) from the also underground San Francisco Airport station, under DALY CITY, in the San Bruno area (Figure 5). It runs through San Bruno Mountain State & County Park for a short section to then reappear on the surface, having crossed the Bay Área Rapid Transit Line (BART), Hwy 280 (John F Foran Fwy) and San José Avenue with the MUNI METRO M.

After a section in a depression out in the open for safety and rescue reasons, it re-enters a tunnel (the 3 km long TU 2) under the City College of San Francisco, Phelan Avenue, Monterey Boulevard, Mount Davidson Park Portóla Drive, Miraloma Park and the San Francisco HSR station connected with the MUNI Metro Forest Hill station at Midtown Terrace and providing a PAET service before crossing the Bay.

The alignment continues under Clarendon Avenue, edging round the Este Laguna Honda Reservoir, under Warren Drive and Parnassus Avenue in the 5th Avenue alignment where it continues in the open to Lincoln Way, where it enters the 6.75 m long TU 3 tunnel crossing Golden Gate Park in wide and reverse bends to change alignment to the 6th Avenue's where it continues in a cut and cover tunnel with an open air section, also for safety and evacuation reasons, at its end (through Lake Street and West Pacific Avenue).

Another tunnel (the 6 Km long TU 4) runs in the Presidio of San Francisco" district under the Golf Course, Boulevard Lincoln and 101 Doyle Drive, to surface at its north portal (Bay Portal) as mentioned earlier, at the start of Viaduct 1 giving rise to this line's second route (Figure 5).





## 2.2. TRAYECTO SAN FRANCISCO-RICHMOND [CRUCE DE LA BAHÍA]

La construcción de este trayecto representa la obra de ingeniería más importante y de marco más espectacular de todas las redes de transporte de California y particularmente de la alta velocidad ferroviaria CHSRS.

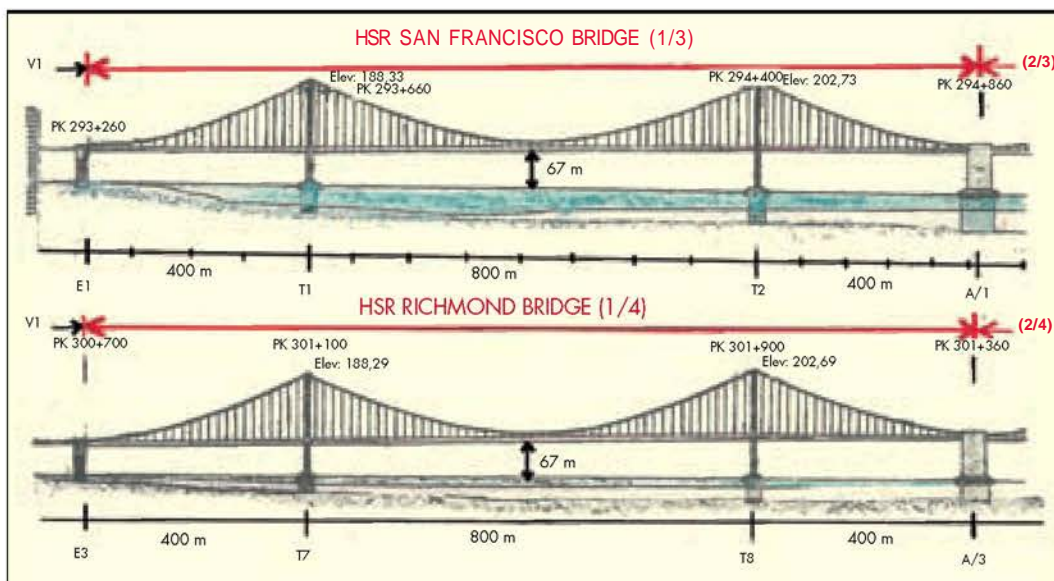
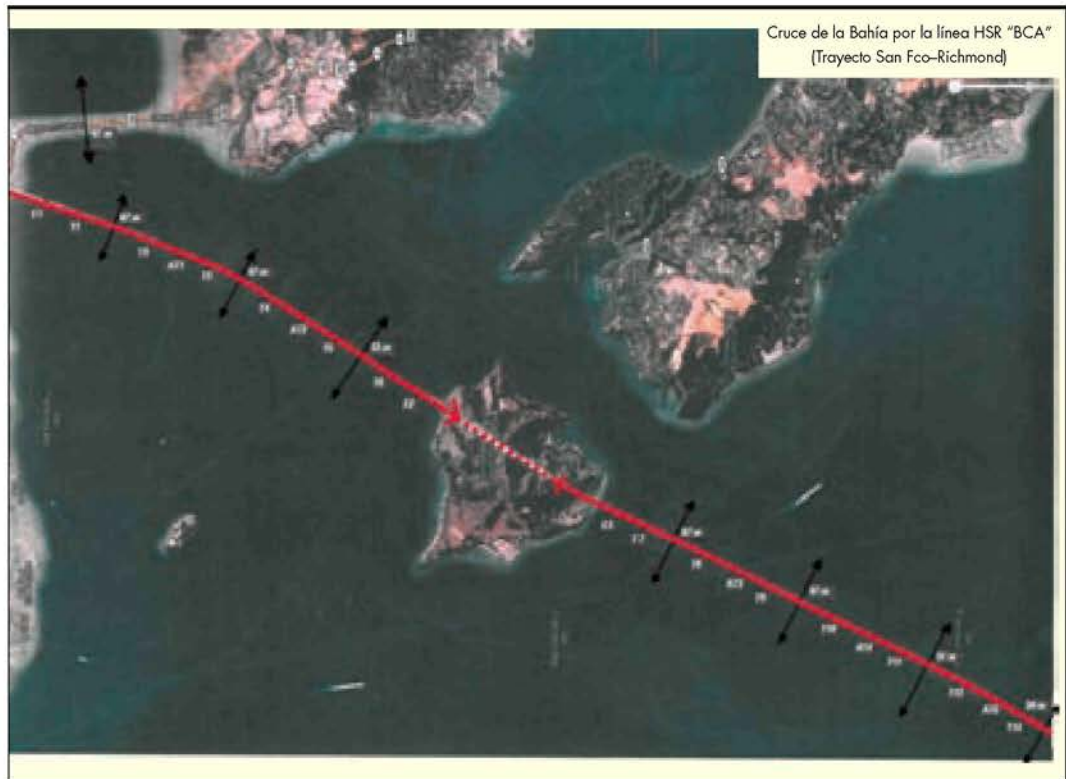
En el cruce de la Bahía por la línea de alta velocidad San Francisco-Sacramento, se pueden distinguir las siguientes unidades morfológicas y estructurales (Figura 6).

## 2.2. SAN FRANCISCO-RICHMOND ALIGNMENT (BAYCROSSING)

The construction of this alignment represents the major piece of engineering and the most spectacular framework of all California's transit systems and, particularly, the CHSRS high speed railway's.

The following morphological and structural units may be highlighted in the San Francisco-Sacramento high speed line's Bay crossing (Figure 6).

**FIGURA/E 6A.**  
Cruce de la Bahía  
por la Línea HSR  
"BCA", Trayecto San  
Francisco-Richmond  
/ Cross of the Bay  
by "BCA" HSR Une.  
San Francisco-  
Richmond Section.



**FIGURA/E 6B.**  
Alzados parciales de  
los Puentes  
Colgantes del Cruce  
de la Bahía por la  
Línea HSR "BCA"  
[Trayecto San  
Francisco-Richmond]  
/ Partial profiles.Bay  
Crossing of HSR  
"BCA" Une  
Suspension Bridges  
(Subsection San  
Francisco-R ichmond).



### 1-PASO IDE LA BAHÍA

1.1 - VIADUCTO 1 "ACCESO SAN FRANCISCO PRESIDIO"  
L = 1.100 m (pk 292+140 a 293+240).

- 11 Vanos de tramo recto, de 100 m de luz.
- Planta curva centro derecha de gran radio.
- Rasante en rampa de +18 milésimas.  
Cotas rasante: EA 40,97 m Eli 60,77 m.

1.2 - PUENTE COLGANTE MÚLTIPLE "HSR SAN FRANCISCO" L = 4.800 m (pk 293+260 a 298+060).

- 3 Puentes colgantes de tres vanos (400-800-400) alineados, con anclaje común entre cada dos.
- Planta curva transición-recta-transición inversa.
- Rasante en rampa de +18 milésimas (1.600 m)/ en pendiente de -18 milésimas (3.200 m).  
Cotas rasante: E12 61,13 m E21 46,73 m.
- Gálibo de navegación en centro de vanos:  
T1-T2 67 m T3-T4 67 m T5-T6 53m .

1.3 - VIADUCTO 2 "ACCESO SUR ÁNGEL ISLAND"  
L = 500 m (pk 298+080 a 298+580).

- 5 Vanos de tramo recto de 100 m de luz.
- Planta curva centro izquierda de gran radio.
- Rasante en pendiente de -18 milésimas.  
Cotas de rasante: E22 46,37 m EB 37,37 m.

### 2 - TÚNEL "ÁNGEL ISLAND"

- Túnel excavado con TBM L=1.160 m (pk 298+620 a 299+780).
- Planta en doble transición, con rasante en rampa de + 8 milésimas
- Portal Sur (298+620). Cota de rasante: 37,37 m.
- Portal Norte (299+780). Cota de rasante: 46,33 m.

### 3-PASO 2 DE LA BAHÍA

3.1 - VIADUCTO 3 "ACCESO NORTE ÁNGEL ISLAND"  
L = 800 m (pk 299+880 a 300+680).

- 8 Vanos de 100 m de tramo recto de 100 m de luz.
- Planta curva centro izquierda de gran radio,
- Rasante en rampa de +18 milésimas.  
Cotas de rasante : EC 46,33 m E31 60,73 m.

3.2 - PUENTE COLGANTE MÚLTIPLE "HSR RICHMOND"  
L = 6.400 m (300+700 a 307+100).

- 4 Puentes colgantes de tres vanos (400-800-400) alineados, con un anclaje común entre cada dos.
- Planta curva transición-recta-recta-recta.
- Rasante en rampa de +18 milésimas (1.600 m)/ en pendiente de -11,6 milésimas (4.600 m).  
Cotas de rasante: E32 61,09 m E41 34,37 m.
- Gálibo en centro de vanos :T7-T8 67 m  
T9-T10 67 m T11-T12 51m T13-T14 34m.

3.3 - VIADUCTO 4 "ACCESO POINT RICHMOND"  
L = 400 m (pk 307+120 a 307+520)

- 4 vanos de tramo recto de 100 m de luz.
- Planta recta.
- Rasante en pendiente de -10,5 milésimas.  
Cotas de rasante : E42 34,16 m ED 29,92 m.

### 1 - BAY CROSSING 1

1.1- VIADUCT 1 "SAN FRANCISCO PRESIDIO ACCESS"  
L = 1,100 m (292+140 to 293+240 Km reference stake).

- 11 Straight section bridge span, (100 m).
- Large radius centre right curved plan
- Ramp grade of +18 thousandths.  
Grade elevations: EA 40.97 m Eli 60.77 m.

1.2 - "SAN FRANCISCO HSR" MÚLTIPLE SUSPENSIÓN BRIDGE L = 4,800 m (293+260 to 298+060 Km reference stake).

- 3 in-line three-arch suspensión bridges (400-800-400), with common anchorage between every two.
- In plan, transition bend-straight-reverse bend.
- Ramp grade of +18 thousandths (1,600 m)l in a gradient of -18 thousandths (3,200 m).
- Grade elevations: E12 61.13 m E21 46.73 m.
- Sailing headroom at arch centers:  
T1-T2 67 m T3-T4 67 m T5-T6 53 m.

1.3- VIADUCT 2, "SUR ÁNGEL ISLAND ACCESS"

- L = 500m (298+080 to 298+580 Km reference stake).
- 5 Straight section arches span (100 m).
- Large radius left center bend in plan.
- Gradient grade of -18 thousandths:  
E22 46.37 m EB 37.37 m.

### 2 - "ÁNGEL ISLAND" TUNNEL

- \* TBM excavated tunnel L = 1,160 m.  
(298+620 to 299+780 Km reference stake).
- \* Dual transition in plan with ramp grade of + 8 thousandths.
- South Portal (298+620). Grade elevation: 37.37 m.
- North Portal (299+780). Grade elevation: 46.33 m.

### 3 - BAY CROSSING 2

3.1 - VIADUCT 3, "ÁNGEL ISLAND NORTH ACCESS"  
L = 800m (299+880 to 300+680 Km reference stake).

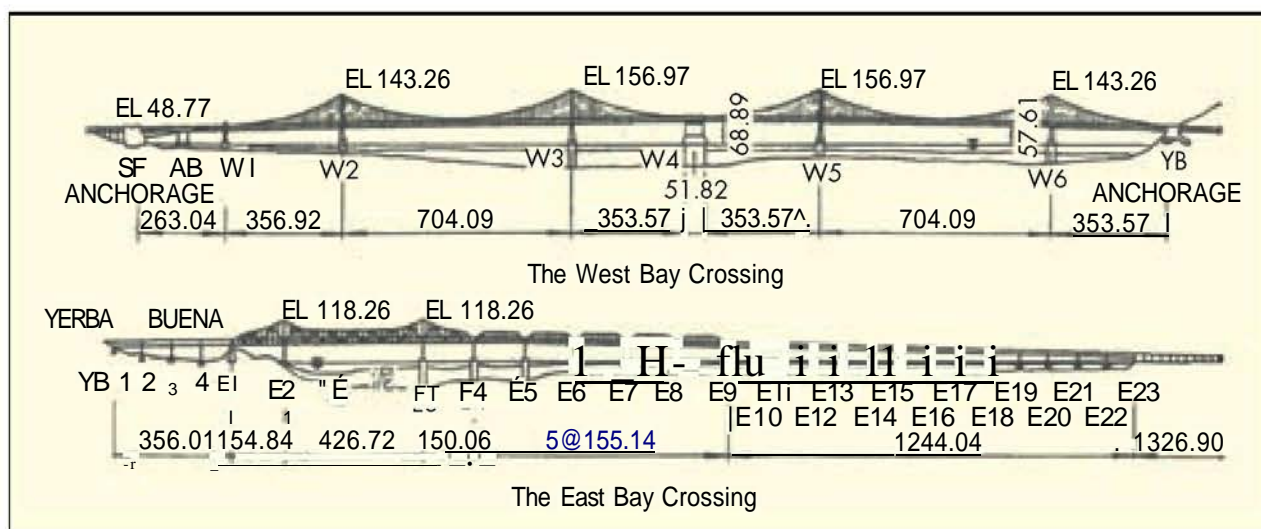
- 8 100 m-span, 100 m straight section arches.
- Large radius centre left bend in plan.
- Ramp grade of +18 thousandths Grade elevations:  
EC 46.33 m E31 60.73 m.

3.2 - "RICHMOND HSR" MÚLTIPLE SUSPENSIÓN BRIDGE L = 6,400 m (300+700 to 307+100).

- 4 three-arch suspensión bridges (400-800-400) in Une, with a common anchor between every two.
- In plan transition curve-straight-straight-straight.
- Ramp grade of +18 thousandths (1,600 m)l in a gradient of -11.6 thousandths (4,600 m)  
Grade elevations: E32 61.09 m E41 34.37 m.
- Headroom at arch centers: T7-T8 67 m  
T9-T10 67 m T11-T12 51 m T13-T14 34 m.

3.3- VIADUCT 4, "RICHMOND ACCESS POINT"

- L = 400m (307+120 to 307+520 Km reference stake).
- 4 straight stretch arches with 100 m span.
- Straight in plan.
- Grade in a gradient of -10.5 thousandths.  
Grade elevations: E42 34.16 m ED 29.92 m.



FIGURA/E 7. San Francisco-Oakland Bridge, plano original (Fuente: U.S. Steel (1 936) con permiso de la American Bridge Co) / Original Plan [Source: U.S. Steel (1 936) with American Bridge Co authorization.

La longitud de este trayecto es de 15.480 m, entre el portal Bahía del Túnel Presidio de San Francisco (pk 292+100) hasta el portal Bahía del Túnel artificial Point Richmond (307+580). El trayecto, según la descripción anterior, sería la conexión de mayor longitud sobre la Bahía. Morfológicamente, está constituida por las siguientes unidades:

- 11,28 Km en puente colgante múltiple con vanos de 800m de luz principal.
- 2,90 Km en viaductos de acceso, con vanos de tramo recto de 100m de luz.
- 1,30 Km en túnel y trincheras de acceso al túnel en Ángel Island.

La conexión San Francisco-Oakland Bay Bridge, inaugurada en Noviembre de 1936, tiene una longitud total de 13,20 Km, que incluye 3,2 Km de puente colgante múltiple con vanos de 704 m, en el cruce Oeste de la Bahía, paso con túnel en la isla Yerba Buena, 1,5 Km de puente de cerchas metálicas en voladizos sucesivos de 427 m de luz, 1,6 Km de accesos, con vanos de 90 m en el cruce Este de la Bahía y otras secciones sobre el agua y terrestres (Figura 7).

La rasante en este trayecto, San Francisco-Richmond, se ha determinado de forma que respete el galíbo de navegación, limitado por el Golden Gate que cierra la Bahía, dejando bajo su estructura, 67 m de altura libre para el paso de los grandes barcos que acceden y pasan a través de la bahía.

En los Cuadros 2 a 7 adjuntos se especifican las magnitudes características de todos y cada uno de los apoyos (estribos E, pilas P, torres T, anclajes intermedios AI) en sus secciones por el eje, origen o final, pk de la línea Fresno-San Francisco-Sacramento, cota de rasante, máxima elevación, altura total sobre el fondo de la bahía "ht", calado medio (bajo cota 0) de agua "yw", altura sobre el fondo de la bahía del nivel de vía "H", altura sobre el fondo de la bahía, del nivel de apoyo del tablero "h", espesor de fangos o sedimentos "he", altura sobre el nivel de cimiento "hd", y tipo de cimentación (representación gráfica en el croquis adjunto (Figura 8).

*This route is 15,480 m, between the Presidio de San Francisco Tunnel Bay portal (292 + 100 Km reference stake) to the cut and cover Point Richmond tunnel's Bay portal (307+580). According to the foregoing description, the alignment would be the longest connection over the Bay. Morphologically speaking, it is formed by the following units:*

- 11.28 Km over a múltiple suspensión bridge with 800 m main span arches.
- 2.90 Km over access viaducts with straight section arches with 100 m span.
- 1.30 Km in a tunnel and deep access cuts to the tunnel on Ángel Island.

*Opened in November 1936, the San Francisco-Oakland Bay Bridge connection is 13.29 Km long overall, which includes 3.2 Km of a múltiple suspensión bridge with 704 m arches, in the West Bay crossing, tunnel running in Yerba Buena island, 1.5 Km of a metal truss bridge in successive cantilevers of 427 m span, 1.6 Km of accesos, with 90 m arches in the East Bay crossing and other sections over water and land (Figure 7).*

*This San Francisco-Richmond alignment's grade was determined such that it respects shipping limit gage, limited by the Golden Gate closing off the Bay, leaving 67 m headroom below its structure for large vessels accessing and crossing the Bay to sail under.*

*Tables 2 to 7 attached specify the characteristic sizes of each and every one of the supports (abutments E, piers P, towers T, intermediate anchors AI) in their sections through the centre line, origin or final, reference stake of the Fresno-San Francisco-Sacramento line, grade elevation, maximum elevation, overall height above the Bay's bed "ht", average depth (below elevation 0) of water "yw", height of the track level above the bay's bed "H", height of the deck support level above the bay's bed, "h", mud or sediment thickness "he", height above the foundation level "hd", and type of foundations (graphic representation in the attached diagram (Figure 8).*



^^CARACTERÍSTICAS APOYO    ^ ^ - ^ ^ ^	pK	Cota Rasante	h (Max. elevation) (m)	<sup>l</sup> <sub>mud/sedim</sub> (m)	Y <sub>w</sub> (m)	HT (m)	h <sub>d</sub> (m)	H (m)	Observaciones
E A (End)	292+140	40,97	6	0	0				Direct Foundation
P 1 (Axe)	292+240	42,77	7	1	0				Direct Foundation
P 2 (Axe)	292+340	44,57	28	1	0				Direct Foundation
P 3 (Axe)	292+440	46,37	31	5	0				Dir Foundat (Exc & pumping)
P 4 (Axe)	292+540	48,17	34	4	0				Dir Foundat (Exc & pumping)
P 5 (Axe)	292+640	49,97	39	6	1				Dir Found (Sheet Piling & pumping)
P 6 (Axe)	292+740	51,77	42	4	1				Dir Found (Sheet Piling & pumping)
P 7 (Axe)	292+840	53,57	47	7	2				Dir Found (Sheet Piling & pumping)
P 8 (Axe)	292+940	55,37	50	8	2				Dir Found (Sheet Piling & pumping)
P 9 (Axe)	293+040	57,17	52	8	2				Dir Found (Sheet Piling & pumping)
P 10 (Axe)	293+140	58,97	54	6	2				Dir Found (Sheet Piling & pumping)
E 1 (Origin)	293+240	60,77	60	6	3				Dir Found (Sheet Piling & pumping)

**CUADRO/ TABLE 2.** Bay Crossing Viaduct 1 "San Francisco Presidio Access" L = 1.100 m (1 1x100) i = +18‰. /  
Bay Crossing Viaduct 1 "San Francisco Presidio Access" L = 1100 m (11x100) i = + 18‰.

^^CARACTERÍSTICAS APOYO    ^ ^ " ^ ^ ^	pK	Cota Rasante	h (Max. elevation) (m)	<sup>l</sup> <sub>mud/sedim</sub> (m)	Y <sub>w</sub> (m)	HT (m)	h <sub>d</sub> (m)	H (m)	Observaciones
E 1 (End)	293+260	61,13	64,13	6	3	67	55,5	64	Dir Found (Sheet Piling & pumping)
T 1 (Axe)	293+660	68,33	188,33	10	36	200	71,5	40	Direct Foundation by Caisson
T 2 (Axe)	294+460	82,73	202,73	20	32	210	81,5	50	Direct Foundation by Caisson
Al 1 (Axe)	294+860	82,73	85,73	32	28	90	78,5	58	Direct Foundation by Caisson
T 3 (Axe)	295+260	82,73	202,73	35	25	219	81,5	55	Direct Foundation by Caisson
T4 (Axe)	296+060	68,33	188,33	35	25	200	71,5	55	Direct Foundation by Caisson
Al 2 (Axe)	296+460	68,33	71,33	32	22	70	58,5	50	Direct Foundation by Caisson
T 5 (Axe)	296+860	68,33	188,33	25	22	190	69,5	38	Direct Foundation by Caisson
T 6 (Axe)	297'660	53,93	173,93	15	12	180	51,5	23	Direct Foundation by Caisson
E 2 (Origin)	298+060	46,73	49,73	6	5	69	57,5	64	Dir Found (Sheet Piling & pumping)

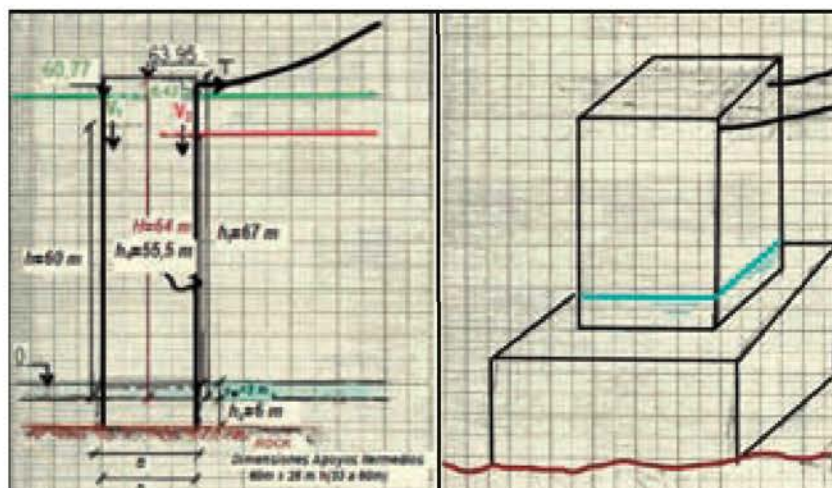
**CUADRO/ TABLE 3.** Bay Crossing (3) Suspensión Bridge "Hsr San Francisco" L = 4.800 m (3 x (400+800+400)) i = ±18‰ /  
Bay Crossing (3) Suspensión Bridge "Hsr San Francisco" L = 4800 m (3x(400+800+400)) i = ±18‰.

^CARACTERÍSTICAS APOYO ^ " ^ - \ ^ ^	pK	Cota Rasante	h (Max. elevation) (m)	$t_{mud/sedim}$ (m)	$Y_w$ (m)	HT (m)	$h_d$ (m)	H (m)	Observaciones
E 2 (End)	298+080	46,37	46	6	5				Dir Found (Sheet Piling & pumping)
P 1 (Axe)	298+180	44,57	39	5	3				Dir Found (Sheet Piling & pumping)
P 2 (Axe)	298+280	42,77	37	2	2				Dir Found (Artificial Island & pumping)
P 3 (End)	298+380	40,97	33	2	1				Dir Found (Artificial Island & pumping)
P 4 (Axe)	298+480	39,17	30	2	0				Dir Foundation (Exc & pumping)
E B (Origin)	298+580	37,37	10	2	0				Direct Foundation

**CUADRO/ TABLE 4.** Bay Crossing Viaduct 2 "Ángel Island Access South" L = 500 m (5x1 00) i = -1 8‰ /  
Bay Crossing Viaduct 2 "Ángel Island Access South" L = 500 m ;5x 100} i = -18‰.

^CARACTERÍSTICAS APOYO ^ " ^ - \ ^ ^	pK	Cota Rasante	h (Max. elevation) (m)	$t_{mud/sedim}$ (m)	$Y_w$ (m)	HT (m)	$h_d$ (m)	H (m)	Observaciones
E C (End)	299+880	46,33	22	0	0				Direct Foundation
P 1 (Axe)	299+980	48,13	27	0	0				Direct Foundation
P 2 (Axe)	300+080	49,93	33	1	0				Direct Foundation
P 3 (Axe)	300+180	51,73	34	5	0				Direct Foundation
P 4 (Axe)	300+280	53,33	38	5	0				Direct Foundation
P 5 (Axe)	300+380	55,33	40	6	0				Dir Found (Exc & pumping)
P 6 (Axe)	300+480	57,13	47	10	0				Dir Found (Sheet Piling & pumping)
P 7 (Axe)	300+580	58,93	50	8	1				Dir Found (Sheet Piling & pumping)
E 3 (Origin)	300+680	60,73	66	10	2				Dir Found (Sheet Piling & pumping)

**CUADRO/ TABLE 5.** Bay Crossing Viaduct 3 "Ángel Island Access North" L = 800 m (8x1 00) i = +1 8‰ /  
Bay Crossing Viaduct 3 "Ángel Island Access North" i = 800 m ;8x100} i = +18‰.



**FIGURA/E 8.** Croquis Nomenclatura magnitudes  
características de los apoyos (Ej: EI) /  
Scheme of the support characteristic  
magnitudes nomenclátor (Ex: EI).



^"CARACTERÍSTICAS APOYO ^ " \ ^ ^	pK	Cota Rasante	h (Max. elevation) (m)	l <sub>mud/sedim</sub> (m)	Y <sub>w</sub> (m)	HT (m)	h <sub>d</sub> (m)	H (m)	Observaciones
E 3 (End)	300+700	61,09	64,09	10	2	71	68,5	67	Dir Found (Sheet Piling & pumping)
T 7 (Axe)	301+100	68,29	188,29	15	15	195	66,5	25	Deep Foundation by Caisson
T 8 (Axe)	301+900	82,69	202,69	28	15	205	76,5	35	Deep Foundation by Caisson
Al 3 (Axe)	302+300	82,69	85,69	30	15	85	73,5	40	Deep Foundation by Caisson
T 9 (Axe)	302+700	82,69	202,69	34	11	205	76,5	37	Deep Foundation by Caisson
T 1 0 (Axe)	303+500	68,29	188,29	32	9	195	66,5	35	Deep Foundation by Caisson
Al 4 (Axe)	303+900	68,29	71,29	30	7	70	58,5	35	Deep Foundation by Caisson
T 11 (Axe)	304+300	64,05	184,05	34	6	185	56,5	32	Deep Foundation by Caisson
T 1 2 (Axe)	305+100	55,57	175,57	30	4	180	51,5	30	Deep Foundation by Caisson
Al 5 (Axe)	305+500	51,33	54,33	30	3	55	43,5	30	Deep Foundation by Caisson
T 1 3 (Axe)	305+900	47,09	167,09	30	2	171	42,5	30	Deep Foundation by Caisson
T 14 (Axe)	306+700	38,61	158,61	34	2	167	38,5	28	Deep Foundation by Caisson
E 4 (Origin)	307+100	34,37	37,37	25	1	58	49,5	54	Deep Foundation by Piles

**CUADRO/ TABLE 6.** Bay Crossing (4) Suspensión Bridge "Hsr Richmond L = 6.400 m (4x(400+800+400) i = +1 8%>-1 0‰ /  
Bay Crossing (4) Suspensión Bridge "Hsr Richmond L = 6400 m (4x1400+800+400) i = +18%o/-10‰.

""CARACTERÍSTICAS APOYO ^ \ ^	pK	Cota Rasante	h (Max. elevation) (m)	l <sub>mud/sedim</sub> (m)	Y <sub>w</sub> (m)	HT (m)	h <sub>d</sub> (m)	H (m)	Observaciones
E 4 (End)	307+120	34,16	32	25	1				Deep Foundation by Piles
P 1 (Axe)	307+220	33,1	24	22	1				Deep Foundation by Piles
P 2 (Axe)	307+320	32,04	20	15	0				Deep Foundation by Piles
P 3 (Axe)	307+420	30,98	10	12	0				Deep Foundation by Piles
E D (Origin)	307+520	29,92	6	6	0				Direct Foundation

**CUADRO/ TABLE 7.** Bay Crossing Viaduct 4 "Point Richmond Access" L = 400 m (4x1 00) i = -1 0,6‰ /  
Bay Crossing Viaduct 4 "Point Richmond Access" L = 400 m (4x 100) i = -10,6‰.

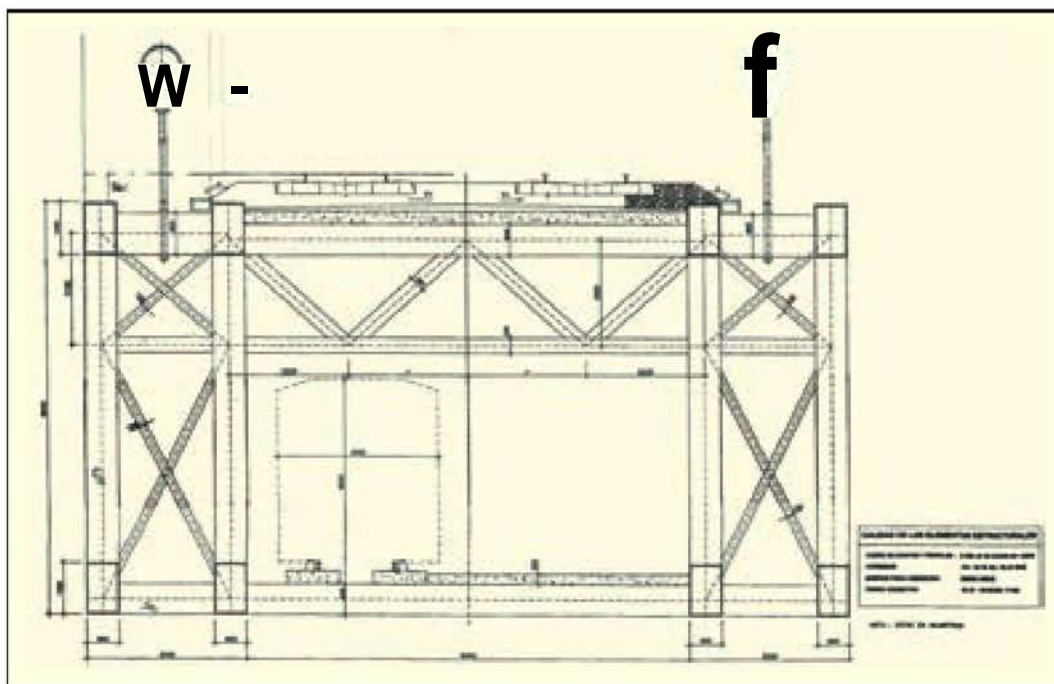
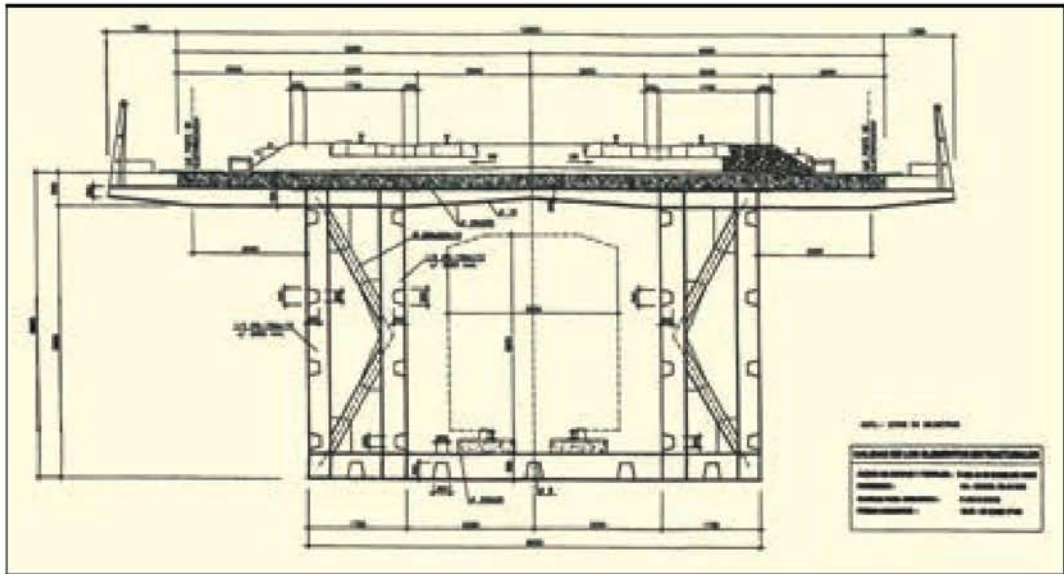
#### Consideraciones para el dimensionamiento de los Puentes sobre la Bahía

En las Figuras 9a y 9b se definen las secciones tipo estructurales de los viaductos de tramo recto y de puente colgante, tomadas del Anteproyecto de Estructuras del "Preliminary Design HSR Fresno-San Francisco Golden Gate Alternative" de los autores de este artículo. La sección del tablero proyectada para los puentes colgantes, con un peso de  $889 \text{ Kg/m}^2$ , tiene un canto de 8 m, con un ratio, por tanto, de 1/100 respecto a la luz del vano principal, y con un ancho de 14,3 m (ratio ancho/luz: 1/56). El puente de Tacoma Narrows de 853 m de luz principal, tenía una sección de tablero con unos ratios de 1/350 y 1/72, antes de que colapsara en Noviembre de 1940, cuatro meses después de su apertura, con un viento de

#### Considerations for sizing; Bridges over the Bay

Figures 9 define the structural type sections of the straight section viaducts and of the suspension bridge, taken from the Structures of the "Preliminary Design, HSR Fresno-San Francisco Golden Gate Alternative" by this article's authors. The deck section designed for the suspension bridges, with a weight of  $889 \text{ Kg/m}^2$ , is 8 m depth of girder with a ratio, therefore, of 1/100 with respect to the main arch's span, and with a width of 14.3 m (widthspan ratio: 1/56). The 853 m main span Tacoma Narrows bridge had a deck section with ratios of 1/350 and 1/72 before it collapsed in November 1940, four months after it was opened, with a 68 Km/h wind. Ten years later, in

FIGURA/E 9A.  
Sección tipo  
Viaductos de tramo  
Recto /  
Cross Section of the  
straight section  
Viaducts.



FIGURA/E 9B.  
Sección tipo Puentes  
Colgantes /  
Cross Section of the  
suspension bridges.



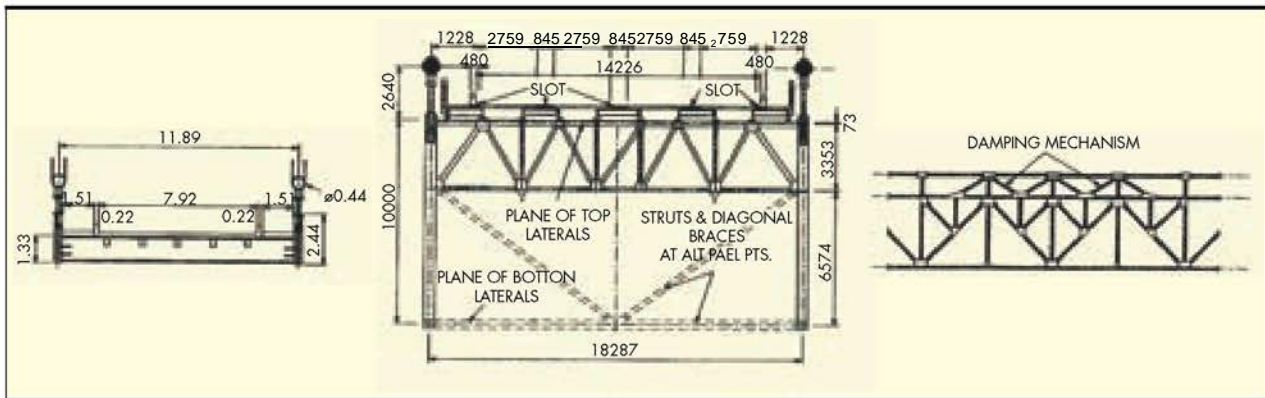


FIGURA 10. Medidas aerodinámicas implantadas en el Nuevo Puente de Tacoma / Aerodynamic measures implemented on the new Tacoma Narrows Bridge.

68 Km/h. Diez años más tarde, en 1950 fue terminada su reconstrucción, manteniendo su luz principal, pero reforzando las cimentaciones y la rigidez del tablero (Figura 10). Los ratios antes mencionados pasaron a ser de 1/85 (canto/luz) y 1/47 (ancho/luz) en el puente reconstruido, cuyo comportamiento en más de 60 años, ha sido completamente satisfactorio.

De otros grandes puentes colgantes y de los ya comentados, se recogen en el Cuadro 8, los valores de estos ratios y las alturas desde cimiento de los pilónos-torres más altos de cada uno.

Las experiencias habidas con el desastre del puente de Tacoma, los problemas con las vibraciones inducidas por el viento en el Severn Bridge (1966, 988 m de luz, 1/324 ratio canto/luz), las nuevas experiencias de la tecnología inglesa con la terminación en 1981 del Humber Bridge (1410 m, récord mundial de luz; 1/313 ratio canto/luz), con torres de hormigón y el comienzo de la construcción de dos gigantes puentes colgantes en 1991 (Dinamarca, Storebaelt Bridge, 1964 m de luz) y 1998 (Japón, Akashi Kaikyo Bridge, 1991 m de luz), hacen que no se consideren acepta-

1950, its rebuilding concluded, keeping its main span but reinforcing the foundations and the deck's rigidity (Figure 10). The aforementioned ratios changed to 1/85 (dephtspan) and 1/47 (width span) in the rebuilt bridge which has performed perfectly satisfactorily over more than 60 years.

Table 8 shows these ratios and the heights from foundations of the highest pylons-towers of other large suspension bridges and of those already discussed.

Experience taken from the Tacoma bridge disaster, problems with wind induced vibrations in the Severn Bridge (1966, 988 m span, 1/324 depht span ratio), the new English technology experience with the conclusion of the Humber Bridge in 1981 (1410 m, world span record; 1/313 depht span ratio), with concrete towers and commencement of two gigantic suspension bridges in 1991 (Denmark's Storebaelt Bridge, 1964 m span) and 1998 (Japan's Akashi Kaikyo Bridge, 1991 m span) lead to suspension bridge projects designed with depht span ratios of less than 1/1200 no longer being acceptable.

Año	Puente (m)	Luz principal (m)	Ratio Canto/Luz	Ratio Ancho/Luz	Altura de torre (desde cimientos) (m)
1931	George Washington	1067	1/100	1/33	181
1936	San Francisco-Oakland	704	1/70	1/35	157
1937	Golden Gate	1280	1/164	1/47	227
1950	Tacoma Narrows (reconst)	853	1/85	1/47	129
1957	Mackinac	1158	1/100	1/56	168
1964	Verrazano Narrows	1298	1/136	1/41	210
1966	Tagus River Lisbon	1013	1/90	1/43	191
1998	Akashi Kaikyo	1991	1/142	1/56	287
2011 (design*)	San Francisco-Richmond	800	1/100	1/56	203

CUADRO/ TABLE 8. (Source : Tadaki Kawada " History of the Modern Suspension Bridge " ASCE 2010 / Authors).

\*El puente ahora proyectado ocuparía el puesto 34 de puentes de mayor luz en el mundo /

(Source : Tadaki Kawada " History of the Modern Suspension Bridge " ASCE 2010 / Authors)

\*The bridge now being designed would be ranked 34th of the largest span bridges in the world.

bles proyectos de puentes colgantes con ratios canto/luz, menores de 1/200.

La diferencia en estos ratios influye de gran manera en el peso de la rigidización del tablero. En el Storebaelt Bridge, el peso de acero por  $m^2$  de tablero es de  $424 \text{ Kg/m}^2$  y en el Akashi Kaikyo Bridge es de  $760 \text{ Kg/m}^2$ , si bien hay que tener en cuenta que para el primero de ellos se adoptó una sección aerodinámica en cajón cerrado soldado. Su interior no fue pintado porque se deshumidificó por inyección de aire seco (Gimsing 1998). Otras particularidades del Storebaelt Bridge que lo diferencian de los puentes colgantes anteriores son la no adopción de péndolas inclinadas, como sí se había hecho en el Severn Bridge, para aumentar la rigidez, así como el uso de torres de hormigón (254 m), ya utilizadas anteriormente en el Humber Bridge (156 m de altura).

Por su parte, la ingeniería japonesa, que no tenía un "background" en este campo, adoptó la experiencia americana, sin duda la pionera y más evolucionada del mundo hasta el último cuarto del siglo XX, como su principal fuente de aprendizaje, construyendo así, antes del Akashi Kaikyo Bridge, los siguientes:

Kannon Bridge,	712m	(1973)
Innoshima Bridge,	770m	(1983)
Ohnaruto Bridge,	876m	(1985)
Shimotsui-Seto Bridge,	940m	(1988)
Kita-Bisan-Seto Bridge,	990m	(1988)
Minami-Bisan-Seto Bridge	1100m	(1988)

Todos presentan unas formas tradicionales, reflejando la corriente de diseño americana, con torres de acero con refuerzos diagonales y celosías rigidizadas.

Otros problemas técnicos importantes, no primordiales (en general) en América, que tuvieron que ser resueltos en el Akashi Kaikyo Bridge, fueron las amenazas de terremotos y tifones. De hecho, la sacudida del 17 de Enero de 1995 del terremoto Hanshin, en el momento en que las torres y cables habían sido terminados de ejecutar. El deslizamiento de

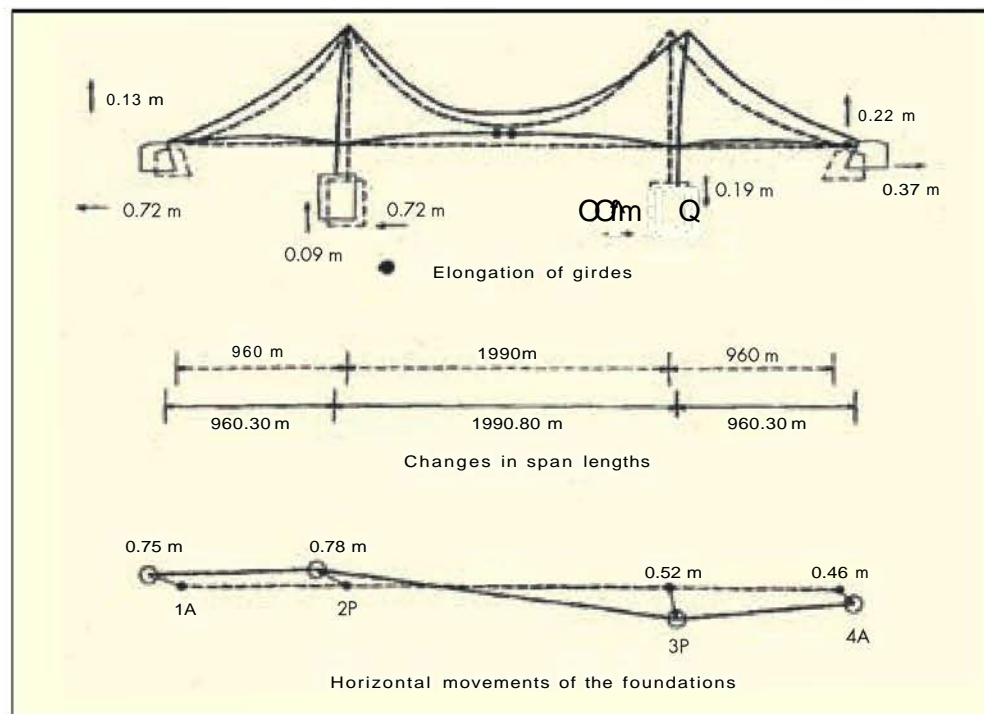
The difference in these ratios greatly influence the weight of a deck's stiffening. In Storebaelt Bridge, the weight of steel per  $m^2$  of deck is  $424 \text{ Kg/m}^2$  and in the Akashi Kaikyo Bridge,  $760 \text{ Kg/m}^2$ , although it must be borne in mind that an aerodynamic cross section in a closed welded caisson was adopted in the former. Its interior was not painted because it was dry air injection dehumidified (Gimsing 1998). Other Storebaelt Bridge peculiarities differentiating it from earlier suspension bridges included the non use of suspension hangers, which had certainly been adopted in the Severn Bridge, to increase stiffness, as well as the use of concrete towers (254 m) already used previously in the Humber Bridge (156 m high).

On its part, the Japanese engineer who had no background in this field, adopted the American experience, undoubtedly the pioneer and most evolved in the world up to the last quarter of the 20th century, as her main source of learning thus building the following bridges before the Akashi Kaikyo Bridge:

Kannon Bridge,	712m	(1973)
Innoshima Bridge,	770m	(1983)
Ohnaruto Bridge,	876m	(1985)
Shimotsui-Seto Bridge,	940m	(1988)
Kita-Bisan-Seto Bridge,	990m	(1988)
Minami-Bisan-Seto Bridge	1100m	(1988)

They all display traditional shapes, reflecting the trend of American design, with steel towers with diagonal reinforcements and stiffened lattices.

Other important, non-primordial (in general) technical problems in America, that had to be solved in the Akashi Kaikyo Bridge, were earthquake and typhoon threats. In fact, on 17 January 1995, the Hanshin earthquake occurred at the time when towers and cables had just been concluded. Active fault slides which were feared during the planning phase came true near the bridge's span centre, causing the displacements shown in Figure 11 which may be summa-



FIGURA/E 11. Efectos del terremoto Hanshin (Enero 1995) en el puente Akashi Kaikyo / Effects of the Hanshin earthquake [January 1995] on the Akashi Kaikyo Bridge [Source: Kurino 1998].



fallas activas que atemorizó durante la fase de planificación, se volvió realidad cerca del centro de la luz del puente, causando los desplazamientos que se muestran en la Figura 11 y que se pueden resumir en una elevación del perfil en el centro del vano principal de aproximadamente 1 m y un incremento de longitud de 0,8 m en el vano central y de 0,3 m en uno de los vanos laterales. Los movimientos horizontales de las cimentaciones fueron del orden de 50 a 75 cm. Las torres metálicas presentaron problemas de comportamiento frente al viento, debidos seguramente a la excesiva flexibilidad de las mismas por su gran altura, lo que hizo que los ingenieros pensaran en reducir en fases sucesivas (cuando los cables principales y las cargas muertas fueran aplicadas sobre las torres), instalando mecanismos de amortiguamiento en los apoyos del tablero en las torres, situándolos entre las vigas principales.

#### Elección de la tipología estructural del cruce de la Bahía

Consecuencia de todas las experiencias, resultados y recomendaciones anteriores y del perfil esquemático del fondo de la bahía según el eje del trazado de la línea (Figura 12), se adopta la siguiente tipología estructural de las unidades morfológicas en que se ha dividido el cruce y que se han definido anteriormente.

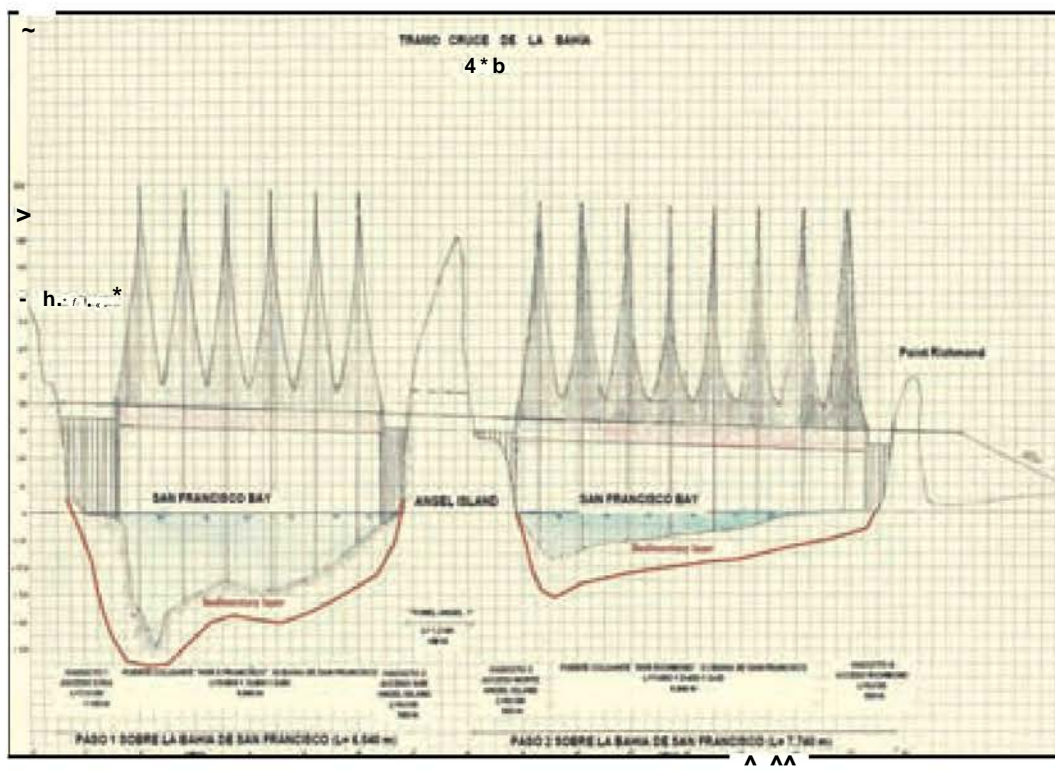
Para los dos pasos sobre la Bahía, de longitudes superiores a los 5 Km y profundidades en algunos puntos mayores de 40 m, resulta obligada la tipología de puentes multivanos con cables atirantados o colgantes. Dada la zona sísmica del emplazamiento, entre las isosismas de grados IX y X de la escala de Rossi-Forel (Figura 13), los más indicados son los segundos, por su mayor capacidad de adaptación a los posibles movimientos de sus cimentaciones. La luz del vano principal debe estar comprendida entre los 700 m y 900 m, para salvar las mayores profundidades de la Bahía, alejar las cimentaciones de la zona de fallas y evitar los mayores

rized in an approximately 1 m lifting of the profile in the centre of the main arch and an 0.8 m increase in length in the centre arch and of 0.3 m in one of the side spans. The foundations moved horizontally in the order of 50 to 75 cm. The metal towers displayed problems in behavior to the wind, due, certainly, to their excessive flexibility because of their great height which engineers considered reducing in successive phases (when the main cables and dead loads were applied to the towers), by installing shock absorbing mechanisms in the deck supports in the towers, locating them between the main beams.

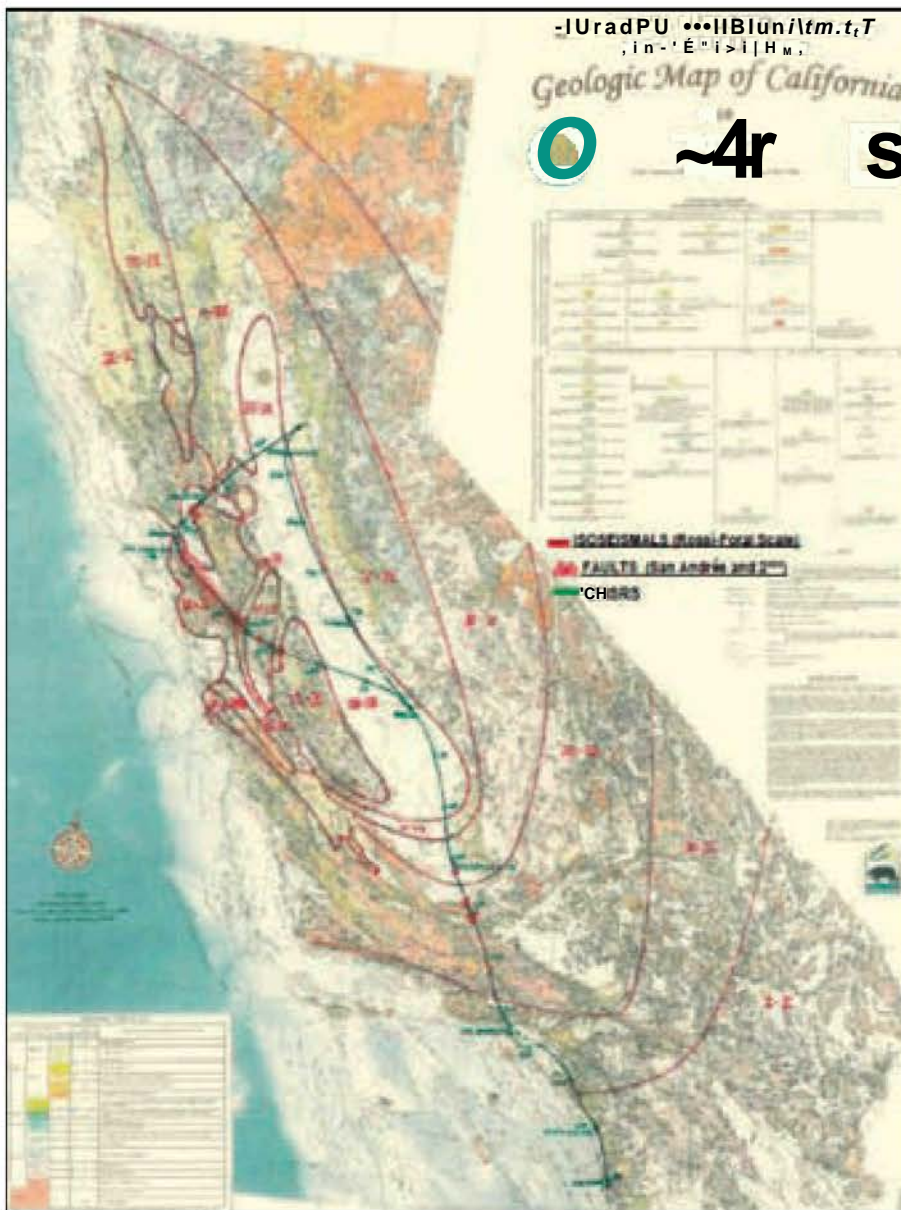
#### Choosing the type of structure for the Bay cross/no

A consequence of all the experiences, results and recommendations discussed and the schematic profile of the bay's bed as per the line's alignment axis (Figure 12) is that the following type of structure of the morphological units into which the crossing has been divided as defined earlier, is adopted.

The multi-span bridge type with stayed or suspension cables proves mandatory for the two Bay crossings with a length of over 5 Km and depths at some points of over 40 m. In view of the site's seismic area, between grades IX and X isosismics on the Rossi-Forel scale (Figure 13), the most recommendable are the second because of their greater capacity to adapt to possible movements of their foundations. The main arch's span must be between 700 m and 900 m to overcome the Bay's deeper depths, keep foundations away from fault areas and avoid the greater mud coverings (Tables 2 to 7). The 800 m span, located in the said surroundings, is chosen as it allows for modulation, with 400 m side arches (whether the structural optimum is for these arches in 0.4 or 0.5 of the main one's span is under discussion), of three bridges and four bridges so as, with the access bridge spans, to overcome the two Bay crossings which Ángel Island separates.



FIGURA/E 12. Perfil del fondo de la Bahía por el eje del trazado de la línea con espesor de sedimentos / Bottom bay profile by the axis of the HSRL alignment with mud/sediments thickness.



**FIGURA/E 13.** Planta Geológica general con líneas isosismas en el Trazado del Proyecto FARWEST / General Geological ground plan with seismic intensity line on the FARWEST Project.

recubrimientos de fangos (Cuadros 2 a 7). Se elige la de 800 m, situada en el entorno dicho y que permite una modulación, con vanos laterales de 400 m (en discusión si el óptimo estructural está para estos vanos en 0,4 ó 0,5 de la luz del principal), de tres puentes y cuatro puentes, para con los vanos de acceso, salvar los dos pasos de la Bahía, que separa Ángel Island.

Las cimentaciones de las torres y apoyos intermedios podrían ser usadas para instalar turbinas y equipos que aprovechen el potencial de energía hidrocínética de las corrientes de las aguas de la bahía.

Limitando este aprovechamiento a las cimentaciones de las torres y apoyos intermedios con calado de agua ( $y_w$ ) superior a 6 m e instalando 4 turbinas de última generación comercial (1 MW) por cimentación, se puede llegar a una potencia instalada de 32 MW en el "HSR San Francisco S.B." y de 28 MW en el "HSR Richmond S.B.", es decir 60 MW en el cruce de la Bahía.

*The foundations of the towers and intermediate supports could be used to install turbines and equipment to take advantage of the hydrokinetic power potential of the Bay water's currents.*

*Limiting this exploitation to foundation of the towers and intermediate supports with depth of water ( $y_j$ ) higher ten 6 m and installing 4 turbines of the last commercial generation (1 MW) by foundation, it is possible to arrive till a installed power of 32 MW at the "HSR San Francisco S.B." and of 28 MW in the "HSR Richmond S.B." Say 60 MW in the cross of the Bay.*

AREMA (American Railway Engineering and Maintenance -of- way Association), recommends the use of a seismic response coefficient method ( $C_n$ ) and uniform side loading ("equivalent static lateral force"), applied to metal railway bridge superstructures for large span bridge pre-designing. For the final design in complex cases, seismic forces are generally determined by dynamic, multi-modal struc-

AREMA (American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association), recomienda para prediseño de puentes de gran luz, el uso de un método de coeficiente de respuesta sísmica ( $C_n$ ) y carga lateral uniforme ("equivalent static lateral force"), aplicada a las superestructuras de puentes metálicos de ferrocarril. Para el diseño definitivo en casos complejos, las fuerzas sísmicas se determinan generalmente por métodos de análisis dinámico multi-modal estructural, y se representan por un espectro sísmico de respuesta de diseño elástico:

- $P(x)$  = Fuerza lateral estática equivalente =  $C_n W(x)$ .
- $C_n$  = Coeficiente de respuesta sísmica para el modo  $n$  de vibración y 5% de amortiguamiento (damping ratio).  $C_n = (1,2 ASD/T_n^{2,3}) \leq 2,5 AD$ .
- $W(x)$  = Peso distribuido de la superestructura.
- $A$  = Aceleración de base determinada a partir de fuentes geológicas apropiadas para el período de retorno del proyecto.
- $S$  = Coeficiente de emplazamiento, entre 1 y 2, dependiendo de las condiciones de cimentación y del suelo.
- $D = (1,5/(0,4^4+1) + 0,5)$  factor de ajuste del amortiguamiento a tener en cuenta para el porcentaje actual de la superestructura de amortiguamiento crítico
- $T_n$  = Período natural del modo  $n$  de vibración y es igual a  $2\pi/\omega_n$ .
- $\omega_n$  = Frecuencia natural del modo  $n$  de vibración

La fuerza lateral estática equivalente se calcula en dos direcciones ortogonales (longitudinal y transversal) para tenerla en cuenta en un análisis lineal elástico, distribuida en los miembros de la superestructura, según las condiciones de apoyo, uniones, hipótesis de carga y rigidez, y a continuación combinarla según las hipótesis de proyecto. AREMA (2008) recomienda el método de la regla 100%-30% para la definición de la fuerza combinada sísmica de diseño EQ

$$EQ = 1,00 FT + 0,30 FL$$

$$EQ = 0,30 FT + 1,00 FL$$

- $FT$  = Valor absoluto de la fuerza sísmica en la dirección transversal
- $FL$  = Valor absoluto de la fuerza sísmica en la dirección longitudinal

tural analysis and are represented by an elastic design seismic response spectrum:

- $P(x)$  = Equivalent lateral static force =  $C_n W(x)$
- $C_n$  = Seismic response coefficient for the  $n$  vibration mode and 5% damping ratio.  $C_n = (1,2 ASD/T_n^{2,3}) \leq 2,5 AD$
- $W(x)$  = Superstructure's distributed weight
- $A$  = Basic acceleration determined from geological sources appropriate to the project's return period .
- $S$  = Site coefficient, between 1 and 2, depending on the foundation and ground conditions.
- $D = (1,51 (0,4^4+1) + 0,5)$  damping ratio adjustment factor to be borne in mind for the actual percentage of the superstructure's critical damping.
- $T_n$  = Natural period of the  $n$  vibration mode equals  $2\pi/\omega_n$
- $\omega_n$  = Natural frequency of the  $n$  vibration mode.

The equivalent lateral static force is calculated in two orthogonal directions (longitudinal and transversal) to be taken into account in an elastic linear analysis, distributed over the superstructure's members, according to the conditions of support, connections, load hypothesis and stiffness and then to combine it according to the project's hypotheses. AREMA (2008) recommends the 100%-30% rule method for defining the combined seismic design force EQ

$$EQ = 1.00 FT + 0.30 FL$$

$$EQ = 0.30 FT + 1.00 FL$$

- $FT$  = Absolute value of the seismic force in the transversal direction
- $FL$  = Absolute value of the seismic force in the longitudinal direction

The response spectrum used to represent the seismic loads of more complex metal superstructures is a graphic representation of the peak response value, in terms of the superstructure's vibration period. They are typically represented for a particular damping factor (5%) and response (deformation, speed or acceleration). AREMA (2008) recommends the use of a standard spectrum response based on the coefficient of seismic response. This is essentially a standard pseudo-acceleration spectrum for the natural vibration period  $T_n$  (Figure 14).

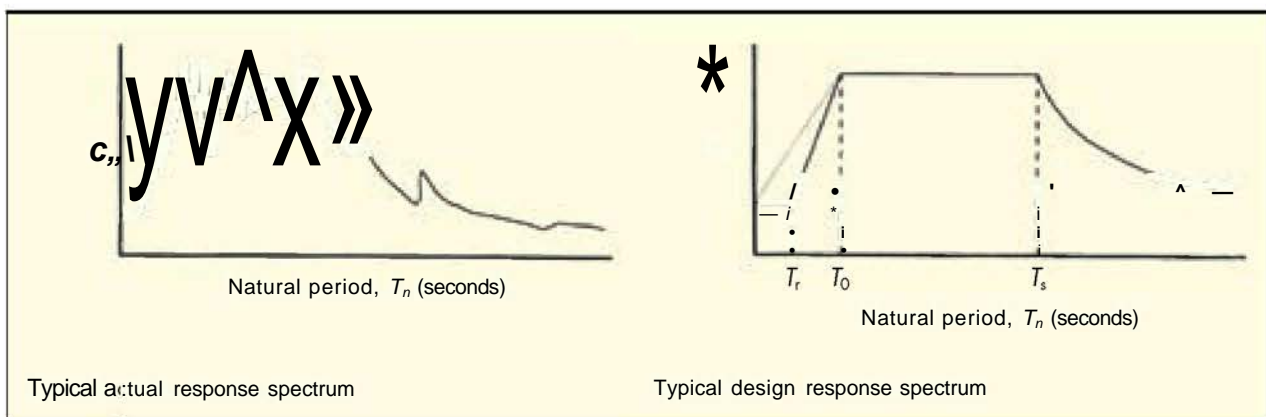


FIGURA 14. Espectros de respuesta: real y de proyecto (Source: "Design of modern Steel Railway Bridges" by AREMA).  
Typical design response spectrum (Source: "Design of modern Steel Railway Bridges" by AREMA).



El espectro de respuesta usado para representar las cargas sísmicas de superestructuras metálicas más complejas, es una representación gráfica del valor de pico de la respuesta, como una función del período de vibración de la superestructura. Se representan típicamente para un particular factor de amortiguamiento (5%) y respuesta (deformación, velocidad o aceleración). AREMA (2008) recomienda el uso de una respuesta espectral normalizada, basada en el coeficiente de respuesta sísmica. Esta es esencialmente un espectro de respuesta de pseudo-aceleración normalizada por el período natural de vibración  $T_n$  (Figura 14).

AREMA recomienda con respecto al espectro de respuesta de proyecto normalizada:

- $T_r$  = Máximo período natural de vibración para respuesta esencialmente rígida.
- $T_0 = 0,096 S$ .
- $TS = (0,48 S)^{3/2}$ .

Sin embargo, los análisis dinámicos de puentes de ferrocarril normalmente sobreestiman el período natural actual de vibración y, en consecuencia, la respuesta del puente para estructuras de período bajo. AREMA recomienda un espectro de respuesta de proyecto sin respuesta reducida (ó Cn), bajo  $T_0$  (Figura 15), a menos que los efectos de flexibilidad de la cimentación, movimiento rotacional de la cimentación y flexibilidad lateral de la luz, se incluyan en el análisis dinámico. En algunos casos, el desarrollo del espectro de respuesta a partir del coeficiente de respuesta sísmica es inapropiado y se requiere la consideración de cargas basadas en el espectro específico del emplazamiento.

El espectro de respuesta debe calcularse, también, en cada dirección ortogonal (longitudinal y transversal) y después combinarse, a efectos de diseño. AREMA, igualmente, recomienda el método de la regla 100%-30% ó el método de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SSRC)  $F = \sqrt{F_1^2 + F_2^2}$ .

De acuerdo con las recomendaciones de AREMA, para los puentes sobre la Bahía, se han tomado los siguientes valores:

- $A = 0,162$  |  $< 0,05$   $D > (1,5/1,02+0,5)$   
 $> 680/L(\text{feet})$  (para vanos en celosía de sección abierta).
- $L$  (side span) = 400 m » 1311 feet  
 $r_0 > 0,5$   $T_n = 211/0,5 \gg 12,5 \text{ sec} > T_0$   $D > 1,97$ .
- $S \gg 1,0$  (roca)  $T_0 \gg 0,1 \text{ sec}$   $T_s \gg 0,33 \text{ sec}$   
 $TI \rightarrow C_n = 1,2 * 0,162 * 1 * 1,97/5,4 \gg 0,07 \ll 2,5AD \gg 0,8$ .
- $W(x) = 889 \text{ Kg/m}^2 * 14,3 \text{ m} = 12.713 \text{ Kg/m}$   
 $p(x) = 0,8 W(x) \gg 10,14 \text{ T/m}$ .
- Velocidad de cálculo del viento : 110 mph (presión dinámica  $\gg 0,11 \text{ T/m}^2 \rightarrow 1,1 \text{ T/m}$  (dos vigas celosía  $h = 8 \text{ m}$ )).
- Carga por tren en movimiento : 300 lb/ft a 8 ft por encima del carril (0,45 T/m a 2,4 m).

El área de los cables principales se toma de 10.000 cm<sup>2</sup>, análoga a la del Akashi Kaikyo Bridge (1,122 m de diámetro), pese a su menor luz, por haberse diseñado la sección con mayor rigidez por mayores cargas laterales (efecto sísmico y viento, según las recomendaciones citadas de AREMA), y por tanto mayor peso de estructura suspendida 889 Kg/m<sup>2</sup> (Cuadro 9).

### 2.3. TRAYECTO RICHMOND-SACRAMENTO

A la salida del túnel artificial de Point Richmond (pK 307+580) el trazado pasa (Figura 16), en la zona de Rich-

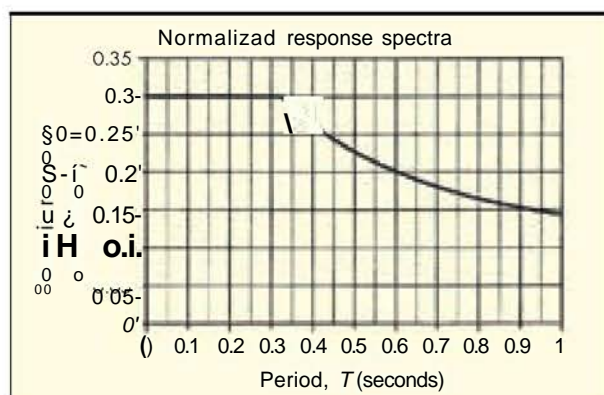


FIGURA 15. Espectros de respuesta de proyecto no reducida [Source: "Design of modern Steel Railway Bridges" by AREMA] / Normalized response spectra [Source: "Design of modern Steel Railway Bridges" by AREMA].

With respect to the standard design response spectrum:

- $T_r$  = Máximo natural vibration period for an essential rigid response.
- $T_0 = 0.096 S$ .
- $TS = (0.48S)^{3/2}$ .

However, dynamic analyses of railway bridges normally overestimate the current natural vibration period and, consequently, the bridge's response for low period structures. AREMA recommends a design response spectrum without a reduced response (or Cn), low  $T_0$  (Figure 15), unless the effects of the foundations' flexibility, rotational movement of the foundations and the span's lateral flexibility are included in the dynamic analysis. In some cases, the development of the response spectra from the seismic response coefficient is inappropriate and consideration of loading based on site-specific response spectra is required.

The response spectrum should be calculated, also, in each orthogonal direction (longitudinal and transversal) and then be combined, to design effects. AREMA likewise recommends the 100%-30% rule method or the method of the square root of the sum of squares (SSRC)  $F = \sqrt{F_1^2 + F_2^2}$ .

The following values have been taken for the bridges over the Bay in keeping with AREMA's recommendations:

- $A = 0.162$  |  $< 0.05$   $D > (1.5/1.02+0.5)$   
 $> 680/L(\text{feet})$  (for open section latticed arches).
- $L$  (side span) = 400 m » 1311 feet.  
 $r_0 > 0.5$   $T_n = 211/0.5 \gg 12.5 \text{ sec} > T_0$   $D > 1.97$
- $S \sim 1.0$  (rock)  $T_0 \sim 0.1 \text{ sec}$   $T_s \sim 0.33 \text{ sec}$   
 $TI \rightarrow C_n = 1.2 * 0.162 * 1 * 1.97/5.4 \sim 0.07 \ll 2.5AD \sim 0.8$ .
- $W(x) = 889 \text{ Kg/m}^2 * 14.3 \text{ m} = 12.713 \text{ Kg/m}$   
 $p(x) = 0.8 W(x) \sim 10.14 \text{ T/m}$ .
- Design wind speed : 110 mph (dynamic pressure  $\sim 0.11 \text{ T/m}^2 \rightarrow 1.1 \text{ T/m}$  (two lattice beams  $h = 8 \text{ m}$ )).
- Load per moving train: 300 lb/ft at 8 ft above the rail (0.45 T/m at 2.4 m).

The main cables' área is taken as 10,000 cm<sup>2</sup>, similar to the Akashi Kaikyo Bridge's (1.122m in diameter), despite its shorter span, through the section having been designed with greater rigidity because of greater lateral loads (seismic effect and wind, according to AREMA's quoted recommendations), and, therefore, greater suspended structure weight 889 Kg/m<sup>2</sup> (Table 9).

ELEiorra		N	L (m)	14:31	fijtfll 0W nt di HMwQ	HK <sub>2</sub> Yti ita ttiva].
iMj. i i v a . M n n i						
CORDÓN SUPERIOR		i	pan	603	ÉJH	*
enfrpreNb		4	u n	m	19.296	169
lanhtni		1	EMÚ	0.1	•W	n
DIAGONALES		•	It,le•	w	HifJ	127
VEA TRAJO WJU1L SU-ñCHI						
CORDÓN INFERIOR		4	uw	SI	10.790	H
CORDÓN INFERIOR		1	8.300	ÜI	tjií	n
DHDU.13		4	3.025	176	3.1 *	n
VEA THAHVmiL m n M						
(f]		4	u n	E9	XI?W	H
VIGAS HORIZONTALES (H U J H)						
SUPERIOR		•	1*M	325	4tU	41
MEDIA		2	1.800	a i	832	í
INFERIOR		i	lttt	325	4.680	41
U m n U H k T D T M H q U I L						
		4	3.222	56	FU	f
		Á	5.591	•	i nr	11
iinmnnñüTnm n.nm						
		1	11 « 1	tt	ifh	16
					TOM:	UT
t « i <sup>TM</sup> e » i		A <sub>2</sub> • = 10.000 cm <sup>2</sup>				
fHiHÉVfifi]		U><C;ITT'iJJJw I?TIJL,vn				
Peso cables principales		^s50 kg/m x 2= 15,700 kg/m				
HfiJA						
La longitud del tablero considerada es de 1.600m						
• veto !•t•*•!• ÉI-Mini »* íU n						

**CUADRO TABLE 9.** Medición de elementos estructurales del tablero y cables principales / *Structural elements quantities of the cross section (deck and Brain cables)*  
(Source: Authors).



**FIGURA/E 16.** Paso por Richmond del Trazado de la Línea HSR "BCA" [Trayecto Richmond-Sacramento) / *Richmond passage of the "BCA" HSRL alignment (Richmond-Sacramento Section).*



mond, bajo la 580 John T Knox Fwy y sigue, en terraplén, paralelo a Castro Street y al anejo parque de vías, hasta alinearse con la Richmond Pkwy por su margen oeste, para atravesar en túnel (TU1 de 6 Km) la zona urbana de San Pablo, llegando a cruzar (una vez sobrepasada la San Pablo Avenue con el viaducto de tramo recto VI) la Bahía de San Pablo mediante un puente colgante de 1,6 Km y sus tramos de acceso (Viaducto V2), situado ligeramente al oeste del Estrecho de Carquínez, en Morrow Cove.

Seguidamente cruza la Hwy 80, para entrar en la HSR Station de Vallejo, cuya ubicación se propone, de forma parcial, sobre una parcela de forma trapecial sin edificar, próxima a la autopista. A continuación pasa en túnel de 13 Km (TU 2) por el extrarradio urbanizado de la ciudad de Vallejo, en la zona de Glen Clove, al noroeste de Benicia (Figura 17). Poco antes de cruzar Lake Hermán Road continúa el trazado a cielo abierto, con terraplenes y desmontes de mediana altura, y túneles (TU 01, TU 3 y TU 02) en las proximidades de Fairfield.

En este trayecto (Figura 18) se emplazan los PAETs de Ro-deo (Richmond)(=pK 330), Fairfield (»pK 370) y Davis (»pK

### 2.3. RICHMOND-SACRAMENTO ALIGNMENT

*At the exit of the Point Richmond cut and cover tunnel (307+580 Km reference stake), the alignment passes under the 580 John T Knox Fwy (Figure 16), in the área of Richmond, and continúa on an embankment parallel to Castro Street and the attached holding siding yard until aligning with the Richmond Pkwy on its west side, to run under the urban área of San Pablo in a tunnel (the 6 Km long TU1), then crossing (after passing San Pablo Avenue with the straight section viaduct VI) San Pablo Bay over a 1.6 Km suspensión bridge and its access sections (Viaduct V2), located slightly to the west of the Carquínez Strait in Morrow Cove.*

*It then crosses Hwy 80 and enters the Vallejo HSR Station whose location is partially proposed on a bare trapezoidal shaped plot, cióse to the freeway. It then passes round the outlying urbanized área of the town of Vallejo in a 13 Km long tunnel (TU 2) in the Glen Clove área to the northwest of Benicia (Figure 17). A little before crossing Lake Hermán Road, the alignment continúa in the open with embankments and cuttings of a médium height and tunnels (TU 01, TU 3 and TU 02) in the vicinity of Fairfield.*



FIGURA/E 17. Paso por Vallejo del Trazado de la Línea HSR "BCA" (Trayecto Richmond-Sacramento) / Vallejo passage of the "BCA" HSRL alignment (Richmond-Sacramento Section).



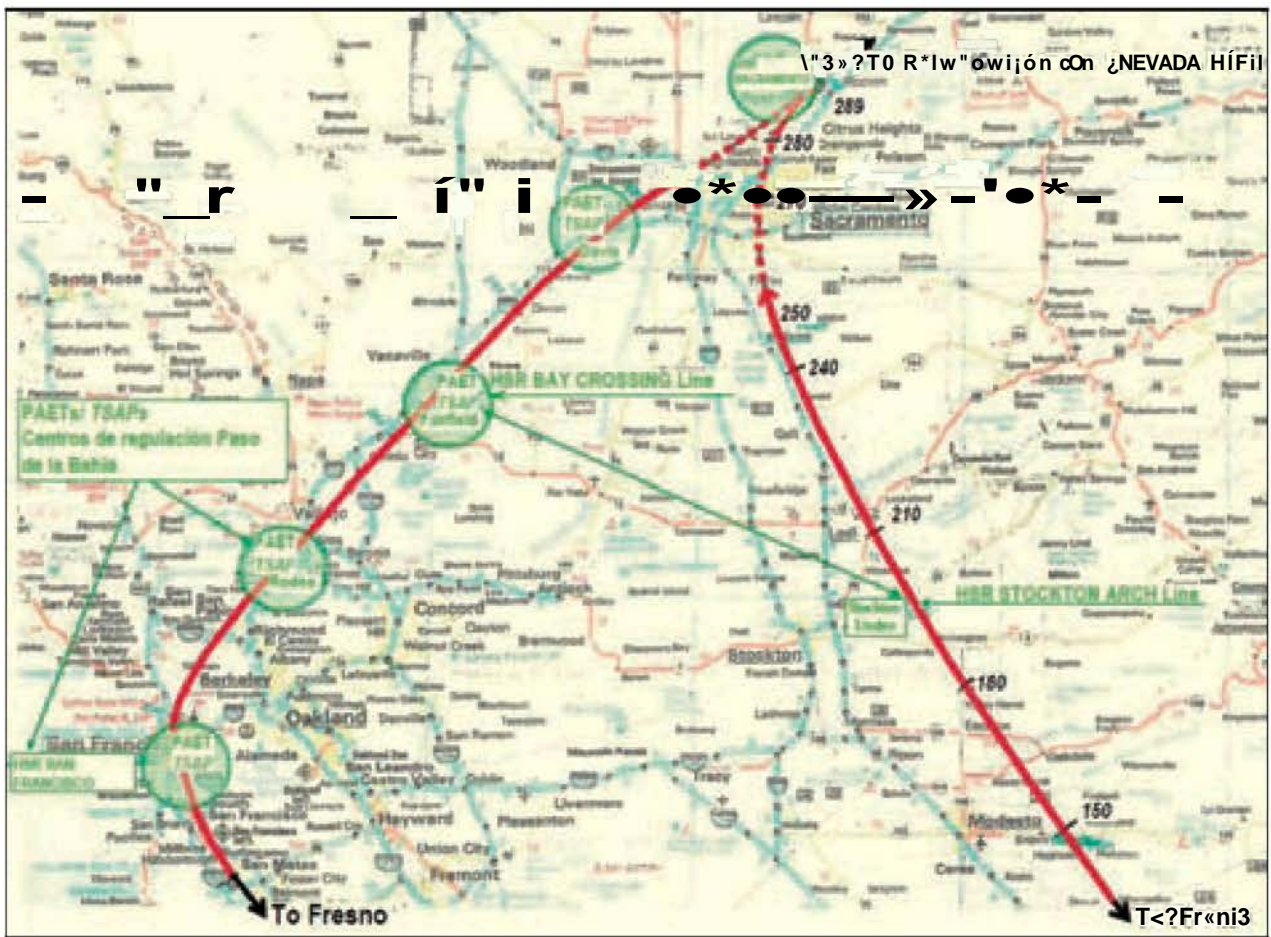


FIGURA 18. Localización de PAETs en la HSR "BCA" Line. / TSAPs location on the "BCA" HSRL

410). El PAET de Rodeo de este trayecto, junto con el PAET situado en la estación de San Francisco "Forest Hill" en el trayecto primero antes descrito (San Francisco urbano), se convierten en los centros de explotación del trayecto intermedio San Francisco-Richmond, que regulan desde el punto de vista de seguridad y estrategias de rescate en caso de accidente, el paso de la Bahía en sus viaductos de acceso, puentes colgantes y túneles (lado San Francisco, Ángel Island y lado Richmond).

El PAET de Fairfield se comunica con el PAET de Stockton-Linden de la línea Fresno-Sacramento "Stockton Arch Alternative" por la carretera estatal 12, lo que puede contribuir a reforzar las medidas de evacuación en caso de necesidad o de bloqueo en la HSR o túneles de Sacramento.

Al llegar a la zona de West Sacramento, el trazado de la línea "Bay Crossing" pasa sobre el Sacramento River con un viaducto (V3), con arco de tablero intermedio de 200 m de luz, y bajo la Hwy 5, en el túnel urbano de 14 Km de longitud (TU 03), construido con pantallas, y saliendo a cielo abierto después de atravesar North Highlands. A continuación y pasado Antelope, coincide en alineación (traza y rasante) con la línea HSR Fresno-Sacramento "Stockton Arch Alternative" en Roseville, donde se emplaza la gran terminal HSR Sacramento Roseville Station, cabecera de la futura línea HSR interestatal a Reno (Nevada) (Figura 19).

*The Rodeo (Richmond) (\*330 Km reference stake), Fairfield (\*370 Km reference stake) and Davis (\*410 Km reference stake) TSAPs (post of passing and stabling trains) are located on this alignment (Figure 18). The Rodeo TSAP of this alignment together with the TSAP located in the San Francisco "Forest Hill" station on the afore-described first alignment (urban San Francisco) become the operating centers of the intermediate San Francisco-Richmond alignment which, from the point of view of safety and rescue strategies in the case of accident, govern the Bay crossing over its access viaducts, suspension bridges and tunnels (San Francisco side, Ángel Island and Richmond side).*

*The Fairfield TSAP connects with the Stockton-Linden TSAP of the Fresno-Sacramento "Stockton Arch Alternative" line via State road 12, which can contribute to reinforcing evacuation measures in the event of necessity or blocking in the HSR or Sacramento tunnels.*

*On arriving at the West Sacramento area, the "Bay Crossing" line's alignment passes over the Sacramento River on a viaduct (V3), with a 200 m span arch with intermediate deck and under Hwy 5, in the 14 Km long urban tunnel (TU 03) built with cut-off walls and coming into the open after crossing North Highlands. Having passed Antelope, it coincides in alignment (route and grade) with the Fresno-Sacramento "Stockton Arch Alternative" HSR line at Roseville, where the grand Sacramento Roseville Station HSR Terminal, the head of the future Interstate HSR line to Reno (Nevada) is located (Figure 19).*

**FIGURA/E 19.** Coincidencia de las Líneas HSR "BCA" y HSR "SA" en la Terminal Station Sacramento Roseville / Coincidence of the "BCA" HSRL and "SA" HSRL at Sacramento Roseville Terminal Station.



### 3. REFERENCIAS / REFERENCES

1. Lomnitz, C. and Rosembueth, E. (1976). "Seismik risk and engineering decisions". ISBN 0-4444-41494-0 Elsevier Science Publishers BV. Amsterdam, The Netherlands.
2. Howard, Arthur D. (1979) "Geologic History of Middle California" ISBN 0-520-03874-6 University of California Press. Berkeley California U.S.A.
3. Poland, C.D. (1980). "Utilization of strong-motion records in buildings design". H.J. Degenkolb & Associates, San Francisco, California, Proceedings of Workshop on interpretation of strong-motion earthquake records, UCLA Report N° 8015. Los Ángeles. California.U.S.A.
4. Waggoner, PE. (1990) "Climate Change and U.S. Water Resources" American Association for the Advancement of Science, New York, U.S.A.
5. Arrojo, P. y Naredo, J.M. (1997) "La gestión del agua en España y California" Bakeaz Coagret. Vitoria, Spain
6. Díaz del Río, M. (2003) "MOU". *EL PAÍS*, 11 de Julio de 2003; *EXPANSIÓN*, 9 de Julio de 2003 y *CINCO DÍAS*, 8 de Julio de 2003.
7. Fort, L. (2004) "Safety in High Speed Railway Tunnels" ISBN 84-89456-23-2 2nd Edition (Presented in Praga) Cersa. Madrid, Spain.
8. Stein, Ross S. (2008) "The Uniform California Earthquake Rupture Forecast, Versión 2" California Geological Survey and Southern California Earthquake Center U.S. Geological Survey, Menlo Park. California, U.S.A.
9. Benson, S; Averbuck, A and Balfour, A.C. (2009) "California" ISBN 978-84-08-08289-7 Lonely Planet. Barcelona, Spain.
10. Goicolea, J.M<sup>a</sup>. (2009) "Dynamics of High-Speed Railway Bridges". Taylor & Francis Group, London. UK.
11. Fort, C. (2010) "Caracterización geotécnica de base de los suelos de España". DEA ETSICCP Madrid, Spain.
12. Unsworth, J.F (2010) "Desing of modern steel railway bridges" ISBN 978-1-4200-8217-3 Boca Ratón, Florida, U.S.A.
13. Fort, L y Fort, C (2011) "Earth Moving Geoenvironmental workability in California" Geocongress 2012. Oakland, California, U.S.A.
14. Fort, L y Fort, C (2011) "Soil reinforcement vegetation effect. Analysis applied to the earth moving volume of the California High Speed Railway Sistem" International Symposium on Ground Improvement IS-GI 2012. Brussels, Belgium.
15. Tadaki, Kawada (2011) "History of the modern suspensión bridges" ASCE press Ed. by Richard Scott, Reston, Virginia. USA.
16. Díaz del Río, M; Fort, L y Fort, C (2011) "Anteproyecto /Preliminary Design LAV Fresno-San Francisco CHSRS Golden Gate Alternative".
17. Pumar, M. (2012) "Sustainability Renewable Energy and Data Engineering" 92th Annual Meeting of the AMS (American Meteorological Society Sumary 2012 New Orleans (USA).